



TITLE:

アルカリ骨材反応を生じた鉄筋コン
クリート構造物の鉄筋破断原因
究明と維持管理方法に関する研究(
Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

佐々木, 一則

CITATION:

佐々木, 一則. アルカリ骨材反応を生じた鉄筋コンクリート構造物の鉄筋破断原因究明と維持管理方法に関する研究. 京都大学, 2011, 博士(工学)

ISSUE DATE:

2011-09-26

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.k16372>

RIGHT:

アルカリ骨材反応を生じた鉄筋コンクリート構造物の
鉄筋破断原因究明と維持管理方法に関する研究

2011 年 9 月

佐 々 木 一 則

アルカリ骨材反応を生じた鉄筋コンクリート構造物の
鉄筋破断原因究明と維持管理方法に関する研究

目 次

第 1 章 緒論

1. 1 本研究の背景	1
1.1.1 はじめに	1
1.1.2 社会資本のストック	1
1.1.3 社会資本の維持管理の現状と将来予測	2
1.1.4 スtock型社会への転換に向けた社会資本整備	4
1.1.5 アルカリ骨材反応に関する経緯の概要	5
1.1.6 おわりに	7
1. 2 研究目的	9
1. 3 論文の構成	9
本章の参考文献	11

第 2 章 既往の研究

2. 1 鉄筋に関する研究	13
2. 2 アルカリ骨材反応による鉄筋破断メカニズムに関する研究	21
2. 3 既往の研究の未解明点と本研究の取り組み	28
本章の参考文献	29

第 3 章 アルカリ骨材反応による鉄筋破断の実態

3. 1 緒言	31
3. 2 鉄筋破断が生じた橋脚のコンクリートの劣化の実態	31
3.2.1 大阪松原線 松 P486 の事例	32
3.2.2 大阪松原線 松 P490 の事例	35
3.2.3 大阪西宮線 西 P5 の事例	38
3.2.4 大阪西宮線 西 P54 の事例	43
3.2.5 まとめ	47
3. 3 アルカリ骨材反応により破断した鉄筋の実態	48
3.3.1 破断鉄筋の調査	48
3.3.2 まとめ	70
3. 4 結言	71
本章の参考文献	71

第 4 章 鉄筋の材料特性に与える曲げ加工の影響

4. 1 緒言	72
4. 2 鉄筋の曲げ加工実験	72
4. 3 曲げ加工部の破壊じん性値	81
4.3.1 はじめに	81
4.3.2 破壊じん性試験	81

4.3.3	まとめ	105
4.4	結言	106
	本章の参考文献	106
第5章 鉄筋の曲げ加工による残留応力とアルカリ骨材反応による膨張力の影響		
5.1	緒言	107
5.2	鉄筋の曲げ加工によるひずみおよび残留応力の推定	107
5.2.1	解析方法	107
5.2.2	鉄筋の節形状の違いによる曲げ加工部のひずみ	109
5.2.3	曲げ加工終了時と除荷後のひずみおよび応力の変化	112
5.2.4	鉄筋の曲げ加工度の違いによるひずみおよび残留応力	116
5.3	コンクリートの膨張が鉄筋に与える影響	121
5.3.1	はじめに	121
5.3.2	供試体概要	121
5.3.3	測定方法	125
5.3.4	測定結果	125
5.3.5	コンクリートの膨張が鉄筋に与える影響	130
5.3.6	まとめ	132
5.4	結言	132
	本章の参考文献	133
第6章 コンクリートの劣化に伴う鉄筋の水素ぜい化割れの可能性検討		
6.1	緒言	134
6.2	鉄筋中の拡散性水素吸蔵量	134
6.2.1	曲げ加工条件の違いによる水素吸蔵量調査	134
6.2.2	アルカリ骨材反応による劣化供試体中の鉄筋の水素量吸蔵量調査	138
6.2.3	アルカリ骨材反応による劣化橋脚中の鉄筋の水素量吸蔵量調査	142
6.3	低ひずみ速度引張試験による破断面の評価	147
6.3.1	はじめに	147
6.3.2	供試材および試験方法	147
6.3.3	試験結果	149
6.3.4	まとめ	157
6.4	結言	157
	本章の参考文献	158
第7章 アルカリ骨材反応による鉄筋破断メカニズムの推定		
7.1	はじめに	159
7.2	アルカリ骨材反応による鉄筋破断メカニズムの推定	159
	本章の参考文献	163
第8章 鉄筋破断が想定される構造物の維持管理のシナリオデザイン		
8.1	はじめに	164
8.2	鉄筋破断が想定される構造物の維持管理のシナリオデザイン	164

8. 3 建設時における留意点	169
8. 4 おわりに	170
本章の参考文献	170
第9章 結論	
9. 1 はじめに	171
9. 2 本研究により得られた結論	171
9. 3 今後の課題	174
謝辞	175

第1章 緒 論

1. 1 本研究の背景

1. 1. 1 はじめに

ミレニアムあるいは 2000 年問題としてコンピュータが誤作動する可能性の問題が世間を賑わせていたころ、市民生活の基盤を支える社会資本の維持管理の分野において大きな問題が生じた。それは橋梁の鉄筋コンクリート製橋脚において、アルカリ骨材反応によるコンクリートの膨張に起因して、鉄筋の曲げ加工部等が破断するという衝撃的な事例が発見されたことである¹⁾。わが国で最初にアルカリ骨材反応が大きな問題となってから 20 年余りが経過し、建設省(当時)をはじめ道路管理者など関係各機関による精力的な研究により反応抑制対策に係る通達等が整備され、維持管理の方法にも一応の方向性が示されたところであった。当時、アルカリ骨材反応による部材あるいは構造物の安全性については、適切な配筋によりコンクリートが拘束されている場合、ケミカルプレストレスなどによって耐荷力はほとんど問題がないことが実構造物の載荷試験や供試体実験などにより確認されていた。ところが、鉄筋コンクリート構造物の鉄筋が破断したという事態の重要性および緊急性に鑑み、実態調査と鉄筋破断の原因究明、さらに安全性の検証や補修・補強対策に係る研究が精力的に進められてきた。以下に社会資本整備を取り巻く背景を概説し、本研究の目的、論文の構成について述べる。

1. 1. 2 社会資本のストック

社会資本は市民生活や生産活動の基盤として極めて大きな役割を果たしている。内閣府の推計によると、図 1-1-1 に示すように、わが国の社会資本は 1998 年の時点で総額約 603 兆円にも上るストックが蓄積されている。高度経済成長期以降に急激に整備されたものの蓄積が大きく、図 1-1-2 に示すように、その分野別の内訳(旧電電公社・旧国鉄を除く)を見ると道路が約 32%と大きな割合を占めていることがわかる²⁾。

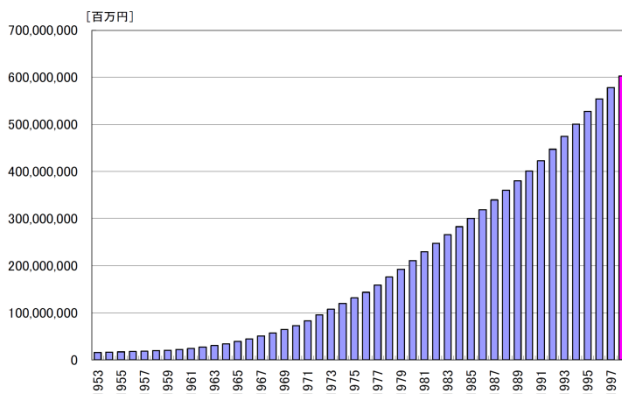


図 1-1-1 社会資本のストック額²⁾

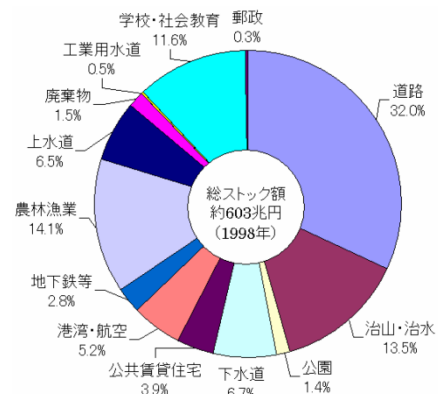


図 1-1-2 社会資本の内訳²⁾

ここで社会資本ストックの内訳で比較的大きな比率を占める道路構造物に着目する。道路を構成する構造物は、舗装、橋梁、トンネルおよび付属施設等に大別されるが、

このうち橋梁について道路統計年報³⁾によると、図 1-1-3 に示す橋種別橋梁箇所数比率で PC 橋、RC 橋などのコンクリート構造が約 60%を占めている。橋種別橋梁延長比率を見ても図 1-1-4 に示すようにコンクリート構造の比率は約 50%を占めており、鋼橋における床版や地覆・高欄などがコンクリートで構成されることが多いことを鑑みるとさらにコンクリートの使用比率は高いと考えられる。したがって、橋梁を構成する主たる材料はコンクリートであると考えることができ、コンクリート構造物の維持管理の重要性が認識できる。

コンクリートの持つ構造的性、機能美、成形性および耐久性などから、道路以外でも河川、港湾、空港、電力施設など社会資本の多くはコンクリートで構築された構造物である。現在までに 90 億 m³ 以上のコンクリート構造物のストックがあると言われて⁴⁾いる。

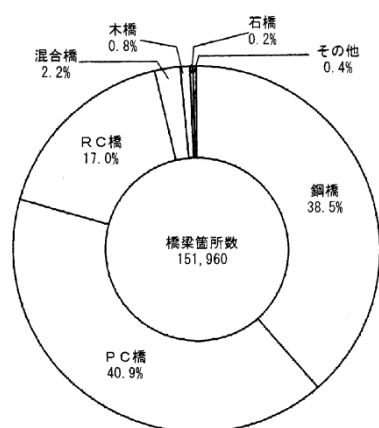


図 1-1-3 橋種別橋梁箇所数比率³⁾

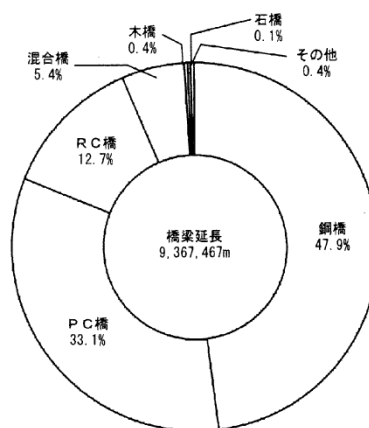


図 1-1-4 橋種別橋梁延長比率³⁾

1. 1. 3 社会資本の維持管理の現状と将来予測

橋梁の設置年代別の分布状況を見ると、図 1-1-5 に示すように、高度経済成長期（1955 ～ 1973 年）に架設された橋梁は全橋梁ストックの 34%を占めており、平均経過年数は 38 年となっている。また、高速自動車国道の平均経過年数は約 21 年、一般道路は約 28 年となっているが、高齢化は確実に進行していくことが想定できる⁵⁾。

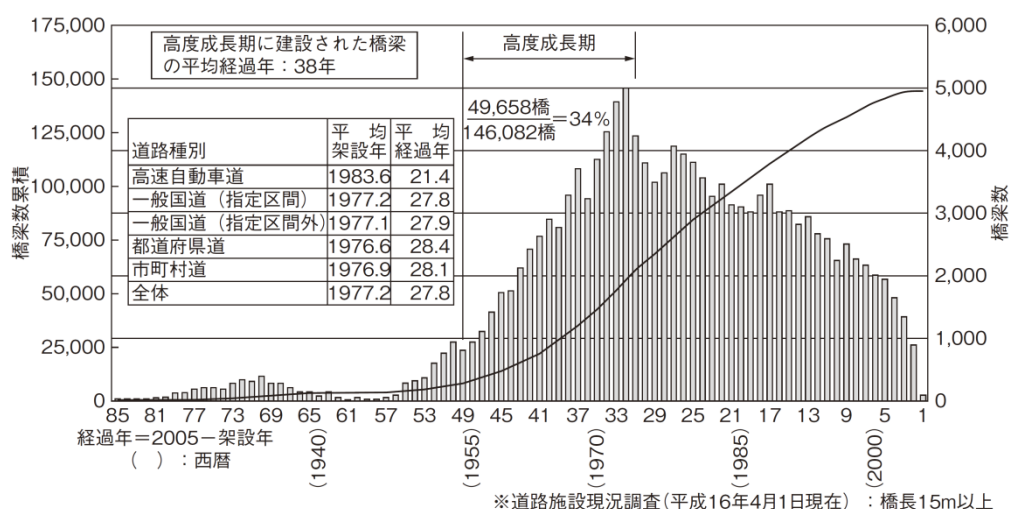


図 1-1-5 橋梁経年分布図⁵⁾

ここで橋梁の耐用年数に着目すると、一般に 50 年程度と言われることがあるが⁶⁾、国土交通省が定期的の実施している橋梁の架替えに関する実態調査結果の分析から、橋梁の寿命は建設年代によって傾向に違いがみられることがわかっている。1951～1960 年架設のものは 60 年程度、1961～1980 年架設のものは 70 年程度と推定されている⁷⁾。

年代別の橋梁の整備量と主な示方書等の改訂内容との関係を図 1-1-6 に示す⁸⁾。この図より高度経済成長期における土木技術の知見が今ほどには十分ではなかった時代に多数の道路ストックが形成されていることがわかる。今後はこれらの時代の構造物が高齢化を迎え、維持管理・更新等の投資額の増大が予想される。

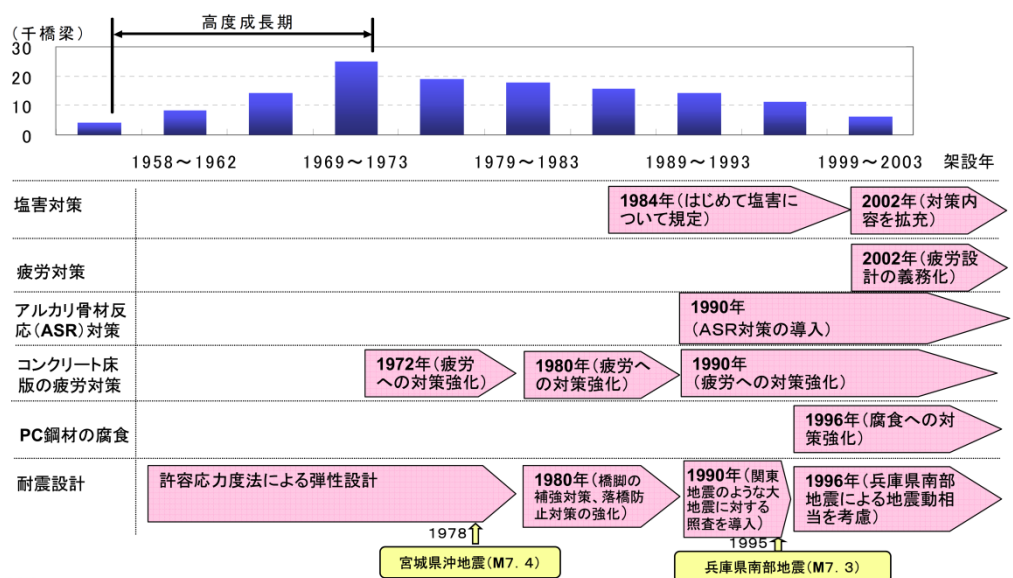


図 1-1-6 年代別の橋梁の整備量と主な示方書等の改訂内容⁸⁾

建設後 50 年以上経過を一つの目安として橋梁の割合をみると、図 1-1-7 に示すように、H28 年度(2016 年度)には約 20%、H38 年度(2026 年度)には約 47%に達するものとの予測もある⁹⁾。また、今後 15 年程度で建設後 50 年以上の橋梁数の増加は、図 1-1-8 に示すように、地方道において著しいことがわかる¹⁰⁾。直轄国道と旧道路 4 公団が管理する橋梁やトンネルでも図 1-1-9 に示すように、建設後 50 年以上経過した数が飛躍的に増加し、今後高齢化が集中的に進むことが予想できる¹¹⁾。



図 1-1-7 建設後 50 年以上経過する社会資本の割合⁹⁾

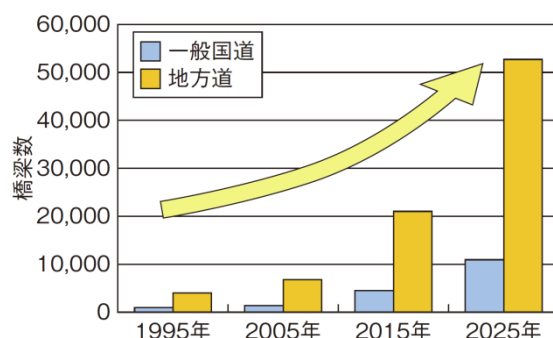


図 1-1-8 建設後 50 年以上の橋梁数¹⁰⁾

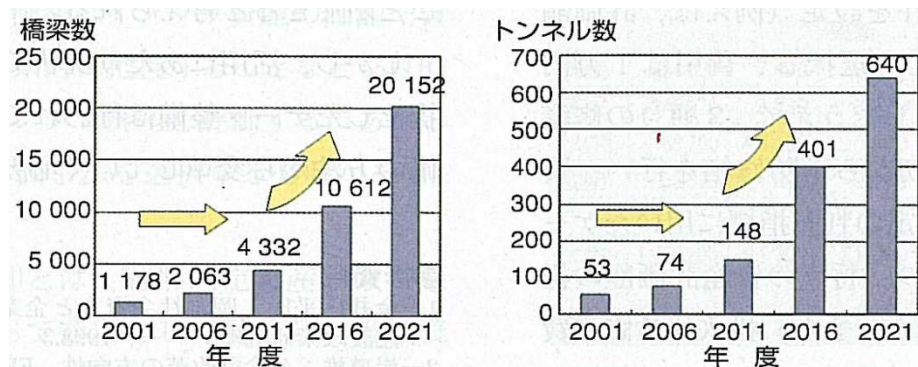


図 1-1-9 建設後 50 年以上の橋梁・トンネルの推移(直轄国道+旧道路 4 公団)¹¹⁾

1. 1. 4 スtock型社会への転換に向けた社会資本整備

わが国の社会資本は、戦後の高度経済成長とともに着実に整備され、一定のストックを形成するに至っているが、今後はこうしたストックのうち高齢化したものの割合が急速に増加していくことは前述のとおりである。近年の厳しい財政状況から、公共事業予算の削減が継続して行われており、本格的な少子・高齢化、人口減少時代を迎えて、人口減少下の社会でどのように管理・運用し、整備していくかが課題となっている¹²⁾。高齢化した社会資本の割合が増大していくと、重大な事故や致命的な損傷等が発生するリスクが飛躍的に高まることが予想される。このため、損傷等が発生した後に対処するという「事後的管理」から、事前に点検し異常が確認または予測された場合、致命的欠陥が発現する前に速やかに措置するという「予防保全的管理」へと転換し、戦略的に維持管理を実施することで社会資本の高齢化に適切に対応していく必要があるといわれている⁹⁾。

このように社会資本の高齢化が間近に迫る中で、適切な維持管理を欠いた場合には、老朽化した社会資本が本来の機能を保てなくなるおそれやその崩壊等による事故の発生などが懸念される。2007 年 8 月に米国ミネソタ州のミネアポリスで起きた、ミシシッピ川に架かるインターステートハイウェイ (I-35W) の橋梁 (1967 年供用) が突然崩壊する大事故が起きたのは記憶にあたらしいところである。崩壊原因については調査中であるが、わが国に比べて高い頻度で点検が行われ、「点検の制度化」や「資格制度」が導入されており、疲労・破壊に対して現地計測・構造解析による詳細調査や状態評価が行われていたにもかかわらず、今回の事故が防げなかったことについては、わが国の点検システムのあり方を考える上で米国に学ぶ点が多いといわれている¹³⁾。この事故は、わが国における維持管理の現況に対する警告と受け止めるべきものであり、現に道路橋において鋼トラス橋の斜材が腐食などによって相次いで破断に至り、補修補強のために損傷発生後数ヶ月におよぶ通行規制を余儀なくされた事例もあり、重大事故につながりかねない損傷も発生している¹⁴⁾。国土交通省や地方自治体、道路会社等では、ブリッジマネジメントシステムに関する研究・開発が進められ、合理的な維持管理システムの構築に向けて精力的に取り組まれているところである^{15)、16)}。わが国の道路橋保全の実態に目を向けてみると、点検、診断、補修・補強の信頼性や損傷事例に対応する体制(技術拠点や人材)の整備が不十分であるという課題が浮かび上がっている。このような状況に鑑み、平成 20 年 5 月に道路橋の予防保全に向けた提言が示され、早期発見・早期対策によりライフサイクルコストの最小化と構造物の長寿命化の実現の方策が示された¹⁷⁾。

以上のように、わが国の社会資本を取り巻く環境は、社会資本ストックの高齢化、少子・高齢化、人口減少時代の到来、公共投資額の削減などの厳しい状況が続くことが避けられず、維持管理・更新投資の増大などに備えていく必要がある。今後の社会資本整備においては造る時代から、使いこなす時代になったともいわれている¹⁸⁾。このような背景の下、政府は社会資本整備の方向性を示す「社会資本整備重点計画」を平成21年3月に閣議決定した。この計画は平成20年度から平成24年度までの社会資本整備の方向性を示すものであり、維持管理や更新の推進などの課題に対応するため、「ストック型社会への対応」という項目が新たに追加され、現下の厳しい経済状況に対応し、機動的かつ戦略的な社会資本整備を実施することとしている¹⁹⁾。

社会資本ストックを様々な工夫により最大限活用していくために、まずはストックの状態を適切に点検し、異常が認められれば致命的欠陥が発現する前に速やかに措置し、寿命を延ばすことによりライフサイクルコストの低減を図るという「予防保全的管理」を導入していくことが重要である。

1. 1. 5 アルカリ骨材反応に関する経緯の概要

コンクリート構造物は適切に設計・施工・維持管理された場合、本来高い耐久性を有するものである。しかし、骨材にある種のアルカリ反応性シリカ鉱物を含むものを使用した場合に、コンクリート中の細孔に存在する水酸化アルカリ溶液との化学反応により、アルカリシリカゲルが生成される。そのゲルは吸水および膨張してコンクリートに膨張やそれに伴うひび割れを発生させる場合があり、これをアルカリ骨材反応という²⁰⁾。世界で最初にアルカリ骨材反応が発見されたのは米国であり、1930年代に海岸擁壁、道路舗装、橋梁などで相次いで劣化が確認されている。建設後間もないコンクリート構造物に、それまでにみられなかった異常なひび割れが発見され、最初の発見時には、初期のわが国の場合と同様に原因のわからない劣化として、種々の他の原因が想定され検討されたが、いずれも十分に当てはまらず、1940年に Stanton が初めて骨材とアルカリの反応であるということを指摘した²¹⁾。その後、米国ではいくつかの構造物に同様の劣化が認められ、1941年には開拓局によって初めて対策が示された。これに引き続き、試験方法や対策等種々の検討が行われ、ASTM C 289 のいわゆる化学法や ASTM C 227 のモルタルバー法が確立された。これらの試験法は、JIS の化学法とモルタルバー法の原型であり、各国で改良された手法が用いられてきている²²⁾。

わが国では、1951年に山形県の村山橋および長崎橋の被害事例が報告されたのが初めてとされる。そのとき同時に化学法を用いて調査された全国104種の骨材の中では、問題となった橋梁に用いられていた最上川産の頁岩をもとにする砂利・砂を含めて、反応性を示す骨材が2種類しかなかったことから、その後わが国では、コンクリート構造物に損傷を与えるようなアルカリ骨材反応を示す骨材は、ほとんどないという考え方が広まっていたようである²³⁾。その後、わが国ではアルカリ骨材反応はないという先入観もあって、1965年に鳥取県の海岸砂利を用いたコンクリートの劣化事例が報告²⁴⁾されたもの以外には公表されたものは見られなかったようである。

その後、1982年に阪神高速道路のT形橋脚においてアルカリ骨材反応によるコンクリートのひび割れが生じていることが確認された。事象の重大性に鑑み、阪神高速道路公団(当時)では、「反応性骨材コンクリート調査研究委員会(委員長:京都大学 岡田清教授)」における審議を経て、1985年6月に「アルカリ骨材反応に対するコンクリート構造物の管理指針(暫定案)」²⁵⁾を制定し、1989年には「コンクリート構造物

の表面保護工便覧（案）・同解説」²⁶⁾（日本材料学会委託・補修用樹脂小委員会検討成果）を制定して、表面保護工などの反応抑制対策や追跡点検を継続的に実施するなど適切な維持管理に努めるとともに問題解決を先導した²⁷⁾。

建設省（当時）では、コンクリートクライシスとして社会的にも大きな関心を集めた塩害、アルカリ骨材反応といったコンクリート構造物の早期劣化現象の顕在化を契機に、1985年に建設省総合技術開発プロジェクトの一環として「コンクリートの耐久性向上技術の開発」を立ち上げた²⁸⁾。それと併せて設置された「コンクリート構造物の耐久性向上技術検討委員会」（委員長：京都大学岡田清教授）では、諸外国の対策やわが国の最新の研究成果を検討し、この成果が1986年の建設省の通達「コンクリート中の塩化物総量規制およびアルカリ骨材反応暫定対策について」やJIS A 5308「レデーミクストコンクリート」のアルカリ骨材反応対策の原型となった。この通達は、その名称が示すようにあくまでも暫定対策であった。この3年後の1989年に最新の研究成果を取り込んで改定され、「アルカリ骨材反応抑制対策について」が通達された。そこに示された対策は「抑制」であり「防止」とはなっていない。合理的・経済的に、かつ完全にアルカリ骨材反応を「防止」することは困難であるとの判断があったといわれている²⁹⁾。

アルカリ骨材反応対策に係る通達等が整備され、維持管理の方法にも一応の方向性が見い出されていたが、2000年に入り、アルカリ骨材反応によるコンクリートの膨張によって、鉄筋コンクリート構造物中の鉄筋が破断している事例が複数報告され大きな社会問題となった。阪神高速道路では、2000年にRC橋脚(1基)で鉄筋破断を確認し、直ちに補修を行ったが、さらに、2002年にはRC橋脚(2基)とPC梁橋脚(1基)で鉄筋破断を確認し事態は深刻化した。

2001年制定のコンクリート標準示方書[維持管理編]および同制定資料には、中性化や塩害などとともにアルカリ骨材反応の維持管理標準が記載されており、鉄筋破断を想定した記述もみられる³⁰⁾。しかし、実際に生じた鉄筋破断は塑性変形がほとんど確認できないような脆性的な破壊の様相を示しており、鋼材の降伏後に塑性変形の領域を経て至るものとの想定とは違っていた¹⁾。アルカリ骨材反応が生じた構造物に関しては、ケミカルプレストレスの影響などにより、鉄筋が健全であれば耐荷力には問題がないといわれていた³¹⁾、³²⁾。その鉄筋に破断が確認されたことにより、コンクリートと鉄筋が一体となって挙動するというコンクリート構造の耐荷機構の基本的な考え方を脅かすものとなり、アルカリ骨材反応により劣化した構造物の安全性を抜本的に検討し直す必要が生じた。事態の重要性および緊急性から、鉄筋破断事例が確認された国土交通省近畿地方整備局および阪神高速道路公団では、それぞれ独自に対策検討委員会を設置して対応を検討している。2003年3月には、国土交通省から「道路橋のアルカリ骨材反応に対する維持管理要領（案）」³³⁾が通知された。同年4月には、これらの問題がNHKクローズアップ現代「ASRによる鉄筋破断の衝撃」として取り上げられた³⁴⁾。

土木学会においては、コンクリート委員会に「アルカリ骨材反応対策小委員会」（委員長：京都大学大学院 宮川豊章教授）が設けられ、鉄筋破断の実態・メカニズム、鉄筋破断等の影響を受けた構造物の安全性照査、補修・補強の観点から報告書がまとめられている¹⁾。

日本コンクリート工学協会においては、「作用機構を考慮したアルカリ骨材反応の対策と診断研究委員会」（委員長：金沢大学大学院 鳥居和之教授）が設けられ、アルカリ

骨材反応に関して、その作用機構や抑制対策、岩石学的評価の方法や維持管理における課題などについて検討がなされ、報告書がまとめられている²⁹⁾。

産業界においては、プレストレスト・コンクリート建設業協会が「ASR 対策検討委員会」(委員長：京都大学大学院 宮川豊章教授)を設置して、大型の PC はり供試体による長期暴露試験により PC 部材の残存プレストレス、長期劣化性状、寸法効果、せん断耐力、補強効果の確認などの検討が行われ報告書がまとめられている³⁵⁾。

国土交通省および阪神高速道路株式会社では、継続的に維持管理に関する検討が進められ、2007 年 2 月には、阪神高速道路株式会社より「ASR 構造物の維持管理マニュアル」³⁶⁾が、2008 年 3 月には、国土交通省近畿地方整備局より「アルカリ骨材反応による劣化を受けた道路橋の橋脚・橋台躯体に関する補修・補強ガイドライン(案)」³⁷⁾が制定されている。アルカリ骨材反応による劣化の問題は、まだ研究段階にある項目も多く、今後のさらなる研究・開発が期待されるところではあるが、これらのマニュアルやガイドラインの制定により、補修・補強方法などについて一連の総合的な維持管理の考え方が示され、予防保全の観点も含めた今後の道路橋の維持管理に一定の方向性が示されたといえる。

諸外国におけるアルカリ骨材反応に関する研究成果については、3～4 年の間隔で国際会議 (ICAAR = International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete)が開催されている。会議の目的は、アルカリ骨材反応のメカニズムの解明、骨材やコンクリートのアルカリ反応性の評価方法、抑制方法、損傷を受けた構造物の診断法、補修・補強法、維持管理システムなどに関する最新の研究成果について議論し、アルカリ骨材反応によるコンクリートの劣化問題を解決することである。第 1 回会議が 1974 年にデンマークでが開催されて以来、日本でも 1989 年に第 8 回会議が京都で開催されている。最近では第 13 回会議がノルウェーのトロンハイムで開催され、日本をはじめ欧州各国、米国、カナダ、中国などから最新の知見が示され活発な議論が行われている³⁸⁾。近年の会議では、劣化が進行した鉄筋コンクリート構造物中の鉄筋変状(破断・き裂)に関する研究について日本から積極的に発表しているが、これまでに諸外国から鉄筋変状の報告は皆無であり、組織委員会における議論でも、各国で鉄筋変状事例は確認されていないようである。表 1-1-1 にアルカリ骨材反応問題に関する経緯を示す。

1. 1. 6 おわりに

社会資本のストックは膨大な蓄積があり、特に高度経済成長期以降に急激に整備された構造物の割合が多い。今後、この時代の構造物の高齢化が急激に進み、維持管理・更新等の投資額の増大が予想されている。一方、近年の厳しい財政状況から公共事業予算の削減が続く中、本格的な少子・高齢化、人口減少の時代を迎えるにあたり、これらの社会資本をどのように管理・運用していくが課題となっている。政府の「社会資本整備重点計画」では、「ストック型社会への対応」という項目が新たに追加され、社会資本のストックを様々な工夫により最大限活用していくための方策として、「予防保全的管理」を導入していくことが重要であるとしている。

社会資本はその多くがコンクリートで構築されていることから、コンクリート構造物の予防保全的管理を本格的に導入していくための検討が重要である。コンクリートの劣化機構の一つであるアルカリ骨材反応の問題は、研究段階にある項目も多く、今後のさらなる研究が期待されるところである。特に鉄筋破断の問題は、原因究明と可能性がある構造物の早期発見が予防保全的管理に結びつくものと考えられる。

表 1-1-1 アルカリ骨材反応問題の経緯 文献 36) から引用一部加筆

年 月	阪神高速道路公団	海外、全国
1930年代		米国で異常なひび割れの劣化を相次いで確認
1940年		Stantonが初めて骨材とアルカリの反応であるということ を指摘
1951年		我が国で初めて山形県でASRの疑いのある構造物が発見 された
1955年頃		鳥取県で一例被害例が公表されている
1977年	RC橋脚をトラス構造で補修(1985年にASRと判定)	
1979年	大阪松原線のRC橋脚に異常なひび割れ発見	
1982年	「コンクリート構造物の健全度に関する調査研究委員会(委員 長:京都大学岡田清教授)において、アルカリ骨材反応による ものと認定(委員会は1985年度まで継続)	
	「反応性骨材コンクリート調査研究委員会(委員長:京都大学岡 田清教授)」発足(1985年度まで継続)	
1984年6月		建設省から「土木工事に関わるコンクリート用骨材の取り扱い について」通達
1985年6月	「アルカリ骨材反応に対するコンクリート構造物の管理指針(暫定 案)」制定	
同年 8月		建設省「コンクリートの耐久性向上技術検討委員会」発足
1986年	「コンクリート構造物の耐久性に関する調査研究委員会(委員 長:京都大学岡田清教授)」発足(2001年度まで継続)	
同年6月		建設省から「アルカリ骨材反応暫定対策について」通達
同年10月		JIS A 5308 「レディーミストコンクリート」にアルカリ骨材対策が盛り込 まれる
1989年3月	「コンクリート構造物の表面保護工便覧(案)・同解説」制定	
同年7月		建設省技術調査室通達「アルカリ骨材反応抑制対策につい て」
1994年度	RC橋脚を鋼板巻き立て工法にて補修	
1995年1月	兵庫県南部地震発生	
2000年2月	RC橋脚(1基)で鉄筋損傷を確認、補修	
2001年1月		土木学会「2001年制定コンクリート標準示方書[維持管理編]制 定資料」に鉄筋損傷例の紹介
同年5月		大臣官房技術調査課長通達「レディーミストコンクリートの品質確保 について」
同年6月	「コンクリート構造物の耐久性に関する調査研究委員会」に 「ASR損傷構造物の維持管理に関する検討WG(主査:京都大 学大学院宮川豊章教授)」を設置	
2002年2月	RC橋脚(2基)、PC梁橋脚(1基)で鉄筋損傷を確認	
2002年度 ～2004年度	「ASR橋脚の維持管理に関する検討委員会(委員長:京都大 学大学院宮川豊章教授)」を設置して鉄筋破断の原因究明 と維持管理について審議	
同年8月		国土交通省から「アルカリ骨材反応抑制対策(土木・建築共 通)」通達
2003年3月		国土交通省から「道路橋のアルカリ骨材反応に対する維持管 理要領(案)」を通知
同年4月		NHK「クローズアップ 現代」でASR特集の放映(テーマ:鉄筋破断の 衝撃-問われるコンクリートの安全性-)
		土木学会コンクリート委員会が「アルカリ骨材反応対策小委員会(委 員長:京都大学大学院宮川豊章教授)」を設立
同年9月	RC橋脚(1基)、PC梁橋脚(2基)で鉄筋損傷を確認	
2004年9月	アルカリ骨材反応が生じた橋梁の調査結果を公表	国土交通省が全国のアルカリ骨材反応が生じた橋梁の調査結 果を公表
2003年度 ～2004年度	鉄筋損傷が生じた橋脚およびこれに類似した劣化状況に ある橋脚を予防保全的に補修	
2005年度 ～2008年度	「ASR構造物の維持管理に関する検討会(委員長:京都大学 大学院宮川豊章教授)」を設置して鉄筋破断の原因究明と 維持管理について総括的に審議	
2007年2月	「ASR構造物の維持管理マニュアル」を発刊	
2008年3月		国土交通省近畿地方整備局から「アルカリ骨材反応によ る劣化を受けた道路橋の橋脚・橋台躯体に関する補修・ 補強ガイドライン(案)」を公表

1. 2 研究目的

筆者が所属する阪神高速道路株式会社では、1982年に鉄筋コンクリート製のT形橋脚において、アルカリ骨材反応によるコンクリートのひび割れを確認した。当時、日本ではあまり知られていなかった異常なひび割れの発生に対して、検討委員会を設置して原因究明や対策検討に係る検討が行われ、構造物の管理指針などを制定して劣化進行の抑制対策や追跡点検による構造物の挙動把握に努めてきた。

しかし、2000年に劣化が著しい複数の橋脚で鉄筋破断が確認され、事態の重大性に鑑み原因究明に係る検討と補修・補強対策を進めているが、その後も鉄筋破断が確認されている。このような状況を勘案すると、鉄筋破断が確認された構造物と同一の工事工区あるいは建設年代が同時期であるなどの条件下では、鉄筋破断が潜在している可能性も十分に考えられ、これを考慮した維持管理が必要になった。

一方、鉄筋破断の問題に関しては、土木学会に設置された委員会において、実態・メカニズム、構造物の安全性照査、補修・補強の観点から一定のとりまとめが行われている他、大学や研究機関などで鋭意研究が進められているが、そのメカニズムや維持管理手法については研究途上にあり、解決すべき急務の課題となっている。

そこで本研究では、アルカリ骨材反応による鉄筋破断の原因究明として、鉄筋破断の実態を整理し、鉄筋の材料特性、外力(応力)、環境の3つの観点による総合的な検討により、そのメカニズムを推定するとともに、維持管理のシナリオデザインと建設時における留意点を提案することを目的とした。

1. 3 論文の構成

本論文は、図1-3-1に示すように全9章で構成される。第1章では本研究の背景および目的と論文の構成、第2章では鉄筋破断に関する既往の研究と未解明点、第3章ではコンクリートの劣化と鉄筋破断の実態を明らかにした。第4章では鉄筋の曲げ加工の影響、第5章では鉄筋の残留応力とコンクリートの膨張力の影響、第6章では水素ぜい化割れの可能性について検討した。第7章では本研究により得られた結果により鉄筋破断のメカニズムを推定した。第8章では維持管理のシナリオと建設時における留意点を提案した。第9章では本研究で得られた結果の総括と今後の課題を示した。以下に各章の概要を示す。

「第1章 緒論」では、社会資本のストックの現状と将来予測および今後の維持管理のあり方について概説し、コンクリート構造物におけるアルカリ骨材反応問題の歴史的経緯や本研究の目的、論文の構成を示した。

「第2章 既往の研究」では、鉄筋に関連する基準類の変遷や研究、鉄筋破断に関連する主な研究の概要を示し、主な未解明点と本研究における取り組みを示した。

「第3章 アルカリ骨材反応による鉄筋破断の実態」では、道路構造物の事例から鉄筋破断が生じた橋脚のコンクリートの劣化と破断鉄筋の実態について示した。

「第4章 鉄筋の材料特性に与える曲げ加工の影響」では、曲げ加工が鉄筋の材料特性に与える影響を確認するために、節形状と曲げ加工半径に着目し、曲げ加工用ベンダーを用いた曲げ加工実験により、節の変形とき裂の発生状況、加工硬化の影響を明らかにした。さらに、破断鉄筋と現行鉄筋を用いて、曲げ加工部の加工硬化を予びずみの導入により模擬した試験片により破壊じん性値を比較し、破壊に対する特性を明らかにした。

「第5章 鉄筋の曲げ加工による残留応力とアルカリ骨材反応による膨張力の影

響」では、鉄筋の曲げ加工に伴うひずみと応力の変化について、有限要素法により解析し、曲げ加工前後のひずみ分布や応力分布の変化を示し、残留応力による影響を検討した。また、アルカリ骨材反応によるコンクリートの膨張が鉄筋に与える影響について、反応性骨材を使用した PC はり供試体の暴露実験により、約 4 年半にわたり膨張挙動を追跡調査し、鉄筋のひずみ計測結果から鉄筋の応力を推定した。

「第 6 章 コンクリートの劣化に伴う鉄筋の水素ぜい化割れの可能性検討」では、アルカリ骨材反応による劣化コンクリート中の鉄筋の拡散性水素吸蔵量を調査して、鋼の引張強さと材料中の拡散性水素吸蔵量との関係から、水素ぜい化割れの可能性について検討した。さらに、酸洗いにより水素を吸蔵させた鉄筋の曲げ加工部を用いて低ひずみ速度引張試験を行い、破断面の特徴を実際の破断鉄筋の破面と比較して、水素ぜい化割れの可能性について検討した。

「第 7 章 鉄筋破断メカニズムの推定」では、鉄筋の曲げ加工による影響、アルカリ骨材反応によるコンクリートの膨張の影響、コンクリートの劣化進行による水素ぜい化割れの可能性などの検討結果から、鉄筋の破断メカニズムを推定した。

「第 8 章 鉄筋破断が想定される構造物の維持管理のシナリオデザイン」では、鉄筋破断メカニズムの推定により、鉄筋破断が想定される構造物の維持管理について、対象構造物の抽出、点検・調査方法とその着目点を示し、維持管理のシナリオと建設時における留意点を提案した。

「第 9 章 結論」では、各章で得られた結論を総括し、今後の課題を述べた。

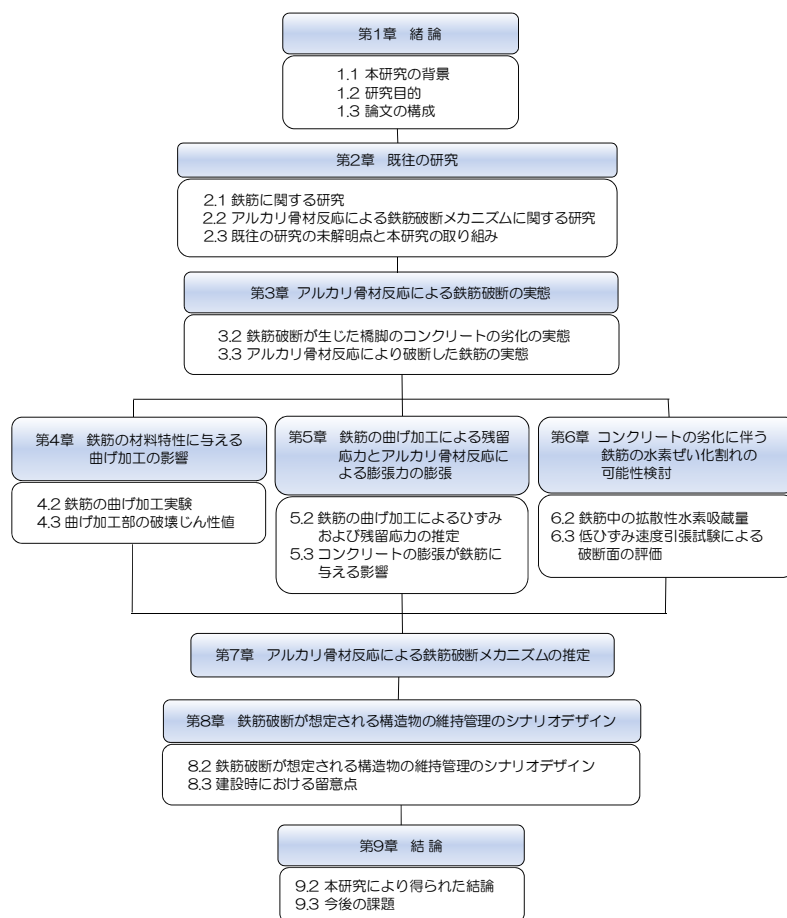


図 1-3-1 本論文の構成

本章の参考文献

- 1) (社)土木学会：アルカリ骨材反応対策小委員会報告書－鉄筋破断と新たな対応－，2005.9
- 2) 内閣府政策統括官編：日本の社会資本 世代を超えるストック，2002.7
- 3) 全国道路利用会議：道路統計年報－2008 年版－，2008.11
- 4) (社)日本コンクリート工学協会：特集 あの構造物は，今・・・，コンクリート工学，Vol.46，No.9，pp.112-140，1999
- 5) 原田吉信：橋梁の高齢化に向けたアセットマネジメント，建設の施工企画，No.679，pp.6～9，2006.9
- 6) 西川和廣：道路橋の寿命と維持管理，土木学会論文集，No.501/I-29，pp.1-10，1994.10
- 7) 国土交通省国土技術政策総合研究所：『住宅・社会資本の管理運営技術の開発』（国土技術政策総合研究所プロジェクト研究報告，No.4，p.538，2006.1
- 8) 国土交通省社会資本整備審議会：第 14 回基本政策部会，資料-6 既存ストックの徹底活用と価値向上，2006.2，<http://www.mlit.go.jp/road/ir/kihon/14th.html>
- 9) 国土交通省：平成 20 年度国土交通白書，第 II 部，pp.85-86，2009.4
- 10) 国土交通省：社会資本整備審議会・交通政策審議会計画部会第 2 回基本問題小委員会資料「社会資本の維持管理・更新投資」p. 1，2005.10，
<http://www.mlit.go.jp/singikai/koutusin/koutu/shoiinkai/2/images/shiryoku3.pdf>
- 11) 中谷昌一：国土交通省における道路アセットマネジメントの考え方，土木学会誌，Vol.89，No.8，pp.24-26，2004
- 12) 土木学会平成 13 年度会長提言特別委員会編者・著者代表 丹保憲仁：人口減少下の社会資本整備－拡大から縮小への処方箋－，(社)土木学会，2002.11
- 13) 国土交通省米国ミネアポリス橋梁崩壊事故に関する技術調査団：米国ミネアポリス橋梁崩壊事故に関する技術調査報告，2007.10
- 14) 山田健太郎：木曾川大橋の斜材の破断から見えるもの，土木学会誌，Vol.93，No.1，pp.29-30，2008.1
- 15) 古田均，茅野牧夫，渡邊英一：橋梁の維持管理とブリッジマネジメントシステムの現状と将来展望，土木学会論文集 F，Vol.63，No.3，pp.287-294，2007.7
- 16) 玉越隆史，大久保雅憲，渡辺陽太：道路橋の計画的な管理に関する調査研究－橋梁マネジメントシステム(BMS)－：国土技術政策総合研究所資料，第 523 号，2009.3
- 17) 国土交通省道路橋の予防保全に向けた有識者会議：道路橋の予防保全に向けた提言，2008.5，<http://www.mlit.go.jp/common/000015315.pdf>
- 18) 宮川豊章：コンクリート構造物への愛情，材料，Vol.56，No.8，p. 683，2007
- 19) 国土交通省：「社会資本整備重点計画」の閣議決定について，国土交通省報道発表資料，2009.3，http://www.mlit.go.jp/report/press/sogo08_hh_000010.html
- 20) 岡田清ほか：コンクリートの耐久性，朝倉書店，pp.78-104，1986
- 21) T.E.Stanton：Expansion of Concrete through Reaction Between Cement and Aggregate，Proc. ASCE., Vol.66，No.3，pp.1781-1811，1940
- 22) 河野広隆：コンクリート構造物のアルカリ骨材反応劣化進行と維持管理のあり方に関する研究，京都大学博士論文，p. 13，2004.12
- 23) 近藤泰夫，北川欣一：アルカリ骨材反応に関する研究，セメント技報年報，5，pp.379-398，1951

- 24) 村田清逸, 関慎吾, 藤木洋一: アルカリ骨材反応を起こしたコンクリートの一例, セメント・コンクリート, No.220, pp.7-13, 1965
- 25) 阪神高速道路公団: アルカリ骨材反応に対するコンクリート構造物の管理指針(暫定案), 1985.6
- 26) 阪神高速道路公団, (社)日本材料学会: コンクリート構造物の表面保護工便覧(案)・同解説, 1989.3
- 27) 堀江佳平, 松本茂, 佐々木一則, 新名勉: 阪神高速道路における ASR 橋脚の維持管理の取組み, コンクリート工学, Vol.48, No.1, pp.113-116, 2010
- 28) 建設省: 建設省総合技術開発プロジェクトコンクリートの耐久性向上技術の開発報告書〈第一編〉, 1988.11
- 29) (社)日本コンクリート工学協会: 作用機構を考慮したアルカリ骨材反応抑制対策と診断研究委員会報告書, 2008.9
- 30) (社)土木学会: 【2001 年制定】コンクリート標準示方書 [維持管理編], pp.150-153
- 31) 小林和夫ほか: アルカリ骨材反応を生じた部材や構造物の耐荷重性能, コンクリート工学, Vol.24, No.11, pp.64-85, 1986
- 32) 小柳洽, 六郷恵哲, 石田裕也: アルカリ骨材反応によるひびわれと RC 部材の性状, セメント技報年報, 39, pp.392-395, 1985
- 33) 国土交通省道路局: 道路橋のアルカリ骨材反応に対する維持管理要領(案), 2003.3, <http://www.mlit.go.jp/road/press/press03/20030319/20030319.html>
- 34) NHK: クローズアップ現代鉄筋破断の衝撃～問われるコンクリートの安全性～, 2003.4.10 放送, <http://www.nhk.or.jp/gendai/>
- 35) (社)プレストレスト・コンクリート建設業協会: プレストレスト・コンクリート建設業協会 ASR 対策検討委員会報告書, 2009.3
- 36) 阪神高速道路株式会社, (財)阪神高速道路管理技術センター: ASR 構造物の維持管理マニュアル, (株)電気書院, 2007.2
- 37) 国土交通省近畿地方整備局: アルカリ骨材反応による劣化を受けた道路橋の橋脚・橋台躯体に関する補修・補強ガイドライン(案), 2008.3, <http://www.kkr.mlit.go.jp/road/iji/02.html>
- 38) Proceedings of the 13th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, Trondheim, Norway, 2008

第2章 既往の研究

アルカリ骨材反応による鉄筋破断の原因究明に関して、材料(鉄筋の材料特性)、外力(アルカリ骨材反応によるコンクリートの膨張力など)、環境(水素ぜい化割れなど)、の3つの観点から、鉄筋および鉄筋破断メカニズムに関する主な研究の概要を示す。

2. 1 鉄筋に関する研究

鉄筋コンクリート用棒鋼(丸鋼と異形棒鋼に区分されるが、本研究に関係するのは熱間圧延の異形棒鋼であり、以下、鉄筋という)に関する既往の研究では、節形状に関するコンクリートの付着特性、繰返し応力下における疲労特性、材料劣化のひずみ時効などがある。曲げ加工(曲げ戻し)によるき裂の発生などについて論じたものは、鉄筋破断の原因究明に関して最も注目すべきところである。

(1) 鉄筋の規格の歴史的背景と諸外国の基準の概要

佐藤¹⁾は、昭和35年当時わが国の鉄筋に関する法規の推移、諸外国における鉄筋規格を一覧にまとめている。ここで注目すべき点は、当時から鉄筋の曲げ加工性について、節付冷間加工鉄筋では曲げ戻しの際に時効硬化に伴って節の付根にき裂を生じやすいので、DINでは時効後曲げ戻しの母材試験を規定していることを紹介していることである。また、冷間加工鋼でも形状を選べはこの点は十分実用に耐えるものであると述べていることから、鉄筋の節形状について関心が示されていたことが窺える。

表2-1-1に各国の法規、カタログによるコンクリート鉄筋の曲げ条件の一覧を示す。

表 2-1-1 各国の法規、カタログによるコンクリート鉄筋の曲げ条件¹⁾

国名	鉄筋の規格	鋼種		母材試験 ($d=9.6\sim 16\text{mm } \phi$)		建築上標準						備考
						土木学会		建築学会			建設省告示	
						180°フック	折曲	180°	90°	折曲	180°	
日本	JIS G 3101 JIS G 3110	SS39 丸鋼	D=3d 180°	>3d	>5d	3～8d	3～8d	>6d	—	d < 13mm ϕ 圧延まま		
		SS49 〃	D=4d 180°	>5d	〃	4～8d	4～8d	>8d	—			
		SSD39 異形丸鋼	D=3d 180°	>5d	〃	>4d	—	>6d	>4d			
		SSD49 〃	D=4d 180°	>5d	〃	>4d	—	>8d	>4d			
ドイツ	DIN 1045 (1952)	コンクリート用棒鋼第Ⅰ種	D=2d 180°	>2.5d		建築監督所の承認があれば フックなしでよい。				冷間加工		
		Ⅱ	D=2d 180°	>5d	>10d							
		Ⅲ	D=2d 180°	>5d (d > 40mm)								
		Ⅱ 異形	D=7d	45°曲げ後30分 開水中煮沸し 225°曲戻し	(d < 26)では							
		Ⅱ 異形			>2.5d	>15d	(d < 26)		>2.5d			
イギリス	BS 785	軟鋼 中抗張力 高抗張力		BS 1478:1948により丸鋼では 180°フック 90°フック とも $\geq 2d$						圧延まま		
	BS 1144	冷間振り		D=2T 180°	丸鋼以外は設計者が決定する。						T最大寸法	
アメリカ	ASTM A15	丸鋼	構造級 中級 硬級	D=1d 180° D=2d 180° D=4d 180°	180°フック 90°フック d<25mm ϕ D=6d D=7d d $\geq 25\text{mm } \phi$ D=8d D=8d				圧延まま			
		異形丸鋼	構造級 中級 硬級	D=2d 180° D=3d 90° D=4d 90°	原則としてフックを要しない				圧延まま			
	ASTM A-431	異形丸鋼	高張力	D=4d 90°					圧延まま			
	ASTM A-432		高張力	D=4d 90°					圧延まま			
	イギリス	カタログ	Tentor Bars		BS1144を満足	$\geq 3d$ 、曲げ戻しは不可						冷間振り

ここで鉄筋の JIS 規格について概説する。JIS G 3112 鉄筋コンクリート用棒鋼²⁾は 1964 年に制定され、1975 年、1985 年(全面改正)、1987 年(SI 単位系移行措置)および 2004 年(従来単位表示の削除、引張試験片の変更などでほとんどは 1985 年の改正を受け継いでいる)の改正を経て今日に至っている。JIS G 3112 鉄筋コンクリート用棒鋼の変遷の概要を表 2-1-2 に示す。

表 2-1-2 JIS 規格変遷の概要²⁾

JIS G 3112(鉄筋コンクリート用棒鋼)					
1964 年制定		1975 年改正	1985 年改正	1987 年改正	2004 年改正
SR24	熱間圧延 棒鋼(丸鋼)	SR24	SR24	SR24/SR235	SR235
SR30		SR30	SR30	SR30/SR295	SR295
SD24	熱間圧延 異形棒鋼	SD24	SD30A	SD30A/SD295A	SD295A
SD30		SD30	SD30B	SD30B/SD295B	SD295B
SD35		SD35	SD35	SD35/SD345	SD345
SD40		SD40	SD40	SD40/SD390	SD390
SD50		SD50	SD50	SD50/SD490	SD490
SDC40	冷間加工	—	—	—	—
SDC50	異形棒鋼	—	—	—	—

JIS G 3112(鉄筋コンクリート用棒鋼)				
1964 年制定	1975 年改正	1985 年改正	1987 年改正	2004 年改正
1.種類記号を 降伏点表示 に変更 2.SD35～SD50 を追加 3.SDC を追加 4.呼び名 D41 を追加	1.SDC を削除 2.呼び名 D51 を追加	1.種別呼称を廃止 2.SD24 を削除 3.SD30 を SD30A とし、 SD30B を追加 4.SR30 及び SD30A の 引張強さの上下限値 を修正 5.SD30B～SD50 に降伏 点の上限値を追加 (引張強さは下限値 だけ) 6.SD30B 及び SD35 に 協定による曲げ戻し 試験を追加	1.従来単位と SI 単位を併記 2.SI 単位への切 替期限を明 記(1991 年 1 月 1 日)	1.従来単位を削除 2.3 号試験片を削 除し、14A 号引 張試験片を規 定 3.異形棒鋼に呼び 名 D4, D5, D8 を追加

当該規格の解説には規定内容の説明が記載されており、主なところを紹介すると以下のとおりである。

① 化学成分

1985 年の改正により SD30 が分割され溶接性の配慮から SD30B(現行 SD295B)については JIS G 3106(溶接構造用圧延鋼材)に準じて C, Si, Mn, P, S の 5 元素が規定さ

れた．P および S を 0.004% 以下に規定することは，今後の材料事情を考えると電炉メーカーにとってかなり過酷な条件で歩留まり低下につながるが，溶接構造用圧延鋼材との整合を考慮したとある．

② 機械的性質

1985 年の改正により，鉄筋コンクリート構造物をじん性のある曲げ破壊モードとする終局強度設計または限界状態設計が導入されつつある動向を踏まえ，SD30B，SD35，SD40 および SD50 には降伏点の上下限を規定することになった．曲げ特性に関する規定では，JIS Z 2248(金属材料曲げ試験方法)に合わせて曲げ直径を曲げ半径に変更するとともに，SR30，SD30A，SD30B および SD35 について新たに呼び名 D16 以下の寸法区分を設け，これらについては曲げ半径を公称直径の 1.5 倍とし，ASTM A 706 相当の厳しい基準にしたとある．

③ 鉄筋の節付根の形状

鉄筋は節の付根に応力が集中し耐疲労性が低下するので，この部分の応力集中をできるだけ小さくし，耐疲労特性を高める配慮が必要である．このため，従来の規格(1975 年版)では，耐疲労性の大きい形状とするように規定されていたが，1985 年の改正時に既往の研究成果を考慮し，節の付根の曲率半径(R)を公称直径の 10～20%とする具体案が提示された．一方で節の付根の形状を正確に測定することが困難なため，具体的数値を定めず製造上の指針としては従来の記述に留めたとある．

④ 曲げ戻し特性

施工上の制約から曲げ戻しが避けられないことがあるため，曲げ戻し特性を規定したいとの提案があった．鉄筋は曲げ加工の際に節の付根の部分に応力集中が起こるため曲げ加工性が悪く，冷間加工を受けた部分はひずみ時効により延性の低下を伴うため，鉄筋の曲げ戻しはできるだけ避け，施工面で対処すべきで，必要であれば当事者間で協議すればよく，安易な運用を防止するためにも規定すべきでないなどの反対もあった．しかし，施工現場の実態を考慮し，適切な運用を図ることを前提に呼び名 D32 以下の SD30B および SD35 については，注文者の必要に応じて曲げ試験の代わりに曲げ戻し試験を規定できることとしたとある．

この規格で規定する曲げ戻し特性は，欧州各国で規定している曲げ戻し特性の保証条件より厳しい条件として，90° 曲げ(曲げ直径 4D)，100℃で 1 時間の時効，冷却後常温で 90° 戻しを行い，表面にき裂を生じてはならないという曲げ戻し試験が使用者側から提案された．しかし，曲げ戻し特性は鉄筋の材質と節の形状によって異なり，保証条件を特定するには，試験方法，判断基準なども含めた製造者側での十分な検討が必要なため，1985 年の審議ではこれらを特定するまでには至らず，すべて受渡当事者間の協定としたとある．曲げ戻し試験を指定する場合の試験条件，判定基準など必要な事項の例として以下のような項目を示している．

- 1) ロットの単位と試験片長さおよび試験の数
- 2) 曲げ角度および曲げ内半径
- 3) 時効処理条件(方法，条件)
- 4) 曲げ戻し角度
- 5) 試験温度
- 6) 曲げおよび曲げ戻し速度
- 7) 判定基準(き裂または破断の程度)

鉄筋の曲げ内半径は，曲げ加工部の引張強度や定着に影響を与えるものであり，コ

ンクリートと鉄筋の一体性に関わる重要な項目である。各設計基準における鉄筋の曲げ内半径の規定値を表 2-1-3～表 2-1-6 に示す。土木学会は、鉄筋の形状と降伏強さにより、軸方向鉄筋とスターラップで区分して使い分けている。JIS G 3112 では、降伏強さと鉄筋径により、EN 1992-1-1 と ACI 318 は、鉄筋径のみで曲げ内半径を規定している。ACI 318 は 3 つの鉄筋径に対して $3\sim 5\phi$ としており、EN 1992-1-1 は鉄筋径 16mm を閾値として 2ϕ と 3.5ϕ の 2 種類としている。なお、EN 1992-1-1 の規定値は、National Annex において各国が独自の値を設定することが可能である。

表 2-1-3 土木学会コンクリート標準示方書の鉄筋の曲げ内半径の規定値³⁾

種類		曲げ内半径 (r)	
		軸方向鉄筋	スターラップおよび帯鉄筋
普通丸鋼	SR235	2.0ϕ	1.0ϕ
	SR295	2.5ϕ	2.0ϕ
異形棒鋼	SD295A, B	2.5ϕ	2.0ϕ
	SD345	2.5ϕ	2.0ϕ
	SD390	3.0ϕ	2.5ϕ
	SD490	3.5ϕ	3.0ϕ

表 2-1-4 JIS G 3112 鉄筋コンクリート用棒鋼の曲げ内半径の規定値²⁾

種類	鉄筋径	内側半径
SD295A, B	D16 以下	公称直径の 1.5 倍
	D16 超え	公称直径の 2 倍
SD345	D16 以下	公称直径の 1.5 倍
	D16 超え D41 以下	公称直径の 2 倍
	D51	公称直径の 2.5 倍
SD390		公称直径の 2.5 倍
SD490	D25 以下	公称直径の 2.5 倍
	D25 超え	公称直径の 3 倍

表 2-1-5 EN 1992-1-1 の鉄筋の曲げ内半径の規定値⁴⁾

鉄筋径	最小曲げ内半径
$\phi \leq 16\text{mm}$	2ϕ
$\phi > 16\text{mm}$	3.5ϕ

表 2-1-6 ACI 318 の鉄筋の曲げ内半径の規定値⁵⁾

鉄筋寸法	鉄筋径(mm)	最小曲げ内半径
No.3～No.8	9.5～25.4	3ϕ
No.9, No.10, No.11	28.7～35.8	4ϕ
No.14～No.18	43.0～57.3	5ϕ

(2) 鉄筋の曲げ加工後の特性

小林⁶⁾は、昭和 38 年当時にわが国の高張力鉄筋の開発のために、冷間振り加工による高張力鉄筋の試作品や当時の異形丸鋼と欧州諸国で使用されているドイツの Rippen-Torstahl や英国の Tentor Bar などの冷間加工鉄筋との比較試験を行っている。主に鉄筋の曲げ加工性、溶接性、疲労特性およびコンクリートとの付着特性などの諸性質を検討し、節の形状や寸法がその性能に大きな影響を与えることを論じている。

曲げ戻し試験に関しては、まず 1952 年頃にドイツで問題になった冷間ねじり加工による横節鉄筋が曲げ加工によってき裂が生じ、その原因究明の結果、き裂の原因は鋼の品質や低温にあるのではなく、時効硬化にあることが明らかにされたことを紹介している。曲げ戻し試験結果では、節の末端部の形状や立ち上り角度が大きく影響する結果を示し、き裂の発生に影響を与える最大の要因は、鉄筋の節による V 字形の切欠きであるとして、鉄筋の時効硬化によるき裂の発生を防ぐためには、節形状を適切に選定することが非常に大切であると述べている。ここで注目すべき点としては、当時の曲げ戻し試験は、曲げ内半径が $7d$ (d は鉄筋の直径) で行われており、Tentor Bar はほとんどき裂が生じなかったことに対して、国産の高張力鉄筋の I 種 (D-35) については試料のすべてにおいてき裂が確認されたことである。曲げ戻し試験の条件を図 2-1-1 に示す。

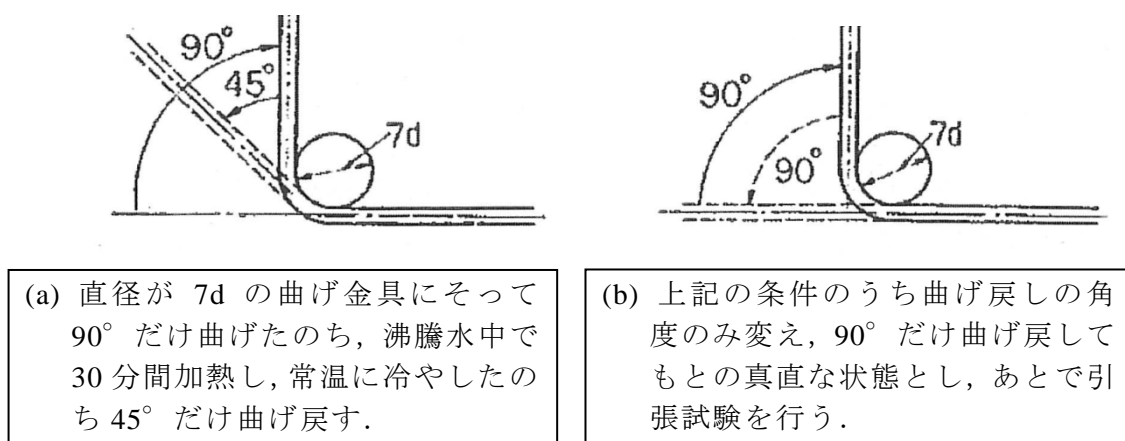
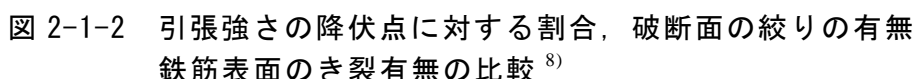


図 2-1-1 曲げ戻し試験の条件⁶⁾

関ら⁷⁾は、鉄筋の曲げ加工によるき裂の大きさが引張強さに与える影響を検討するとともに、代表的なメーカー 8 社 (昭和 43 年当時) の製品を含む SD30, SD35 および SD40 の 15 種の熱間圧延高張力鉄筋の曲げ加工性を検討している。鉄筋の節形状は横節、斜め平行節、三角節、波形類似節、斜め交差節の 5 種類である。曲げ条件は曲げ角度および曲げ戻し角度を 45° , 90° 、曲げ直径を $3.5d$, $5d$ として、曲げ戻し後の試験片の引張試験を行っている。この結果、曲げおよび曲げ戻しにより、最大き裂幅が $0.1 \sim 0.5\text{mm}$ 程度のき裂が発生したが、き裂の発生が必ずしも強度低下を伴わないことを示している。また、曲げ加工性を高めるためには、節の付根や交差部を適当な曲率の曲面で結ぶなどの工夫が必要であると述べている。

渡辺ら⁸⁾は、国内で入手可能な鉄筋 SD390, SD490, SD785, SD1275 を用いて曲げ加工した鉄筋の引張試験を行っている。各鉄筋の曲げ加工性能を検討するため、まず鉄筋を数種類の曲げ内半径 (1.5 , 2.0 , 2.5 , 3.0ϕ) で各 3 本を 90° に曲げ加工し、 90° 曲

曲げ内半径 1.5ϕ と 2ϕ で曲げ加工した鉄筋の引張強さの降伏点に対する割合、破断面の絞りの有無、鉄筋表面のき裂の有無を図 2-1-2 に示す。曲げ内半径を小さく加工した鉄筋には、磁粉探傷試験でき裂発生の疑いが有ると判定されたものや、十分な強度を発揮できずに破断に至ったものが多く存在した。SD390 と SD490 は降伏点以上の強度を確保できているものが比較的多いが、曲げ内半径を小さくすると引張強さが降伏点を大幅に下回りぜい性的な破断に至った事例もある。これに対して SD785 と SD1275 では、ぜい性的な破断はなく概ね降伏点に近い強度を確保できている。以上のことから、SD390 と SD490 は、曲げ内半径を 2ϕ 以下で加工すると、何らかの損傷が鉄筋に生じ、十分な強度を発揮できずに 90° 曲げ部でぜい性的な破断を起こす可能性が高くなるものと推察されると述べている。



豊福ら⁹⁾は、電炉メーカー21社の鉄筋SD35のD16とD22の品質試験を実施している。日本道路公団(当時)では、鉄筋コンクリート用棒鋼は高炉鉄筋に限定して使用していたが、昭和58年に高炉鉄筋の使用指定を一部解除し、昭和59年には全面的に解除している。電炉鉄筋は安価であるため高炉鉄筋の使用指定解除に伴い、ほとんどの工事で電炉鉄筋が使用されていると述べている。当時、電炉鉄筋の品質実態については公表されているものが少なく、高炉鉄筋に比べ使用材料が種々雑多でメーカーも多いことから、品質にばらつきがあることも品質試験実施の背景にある。化学成分を高炉鉄筋の既往の調査結果と比べると、JISに規定のある元素ではSi, Mnが低く、JISに規定のない元素ではCu, Cr, Sn等の金属元素とNが多かったと報告している。ひずみ時効に影響するNが多いのは、製鋼法の違いによるもので、高炉鉄筋では転炉で製鋼するとき酸素を吹き込み脱窒されるのに対して、電炉鉄筋では電気炉で製鋼するときに溶鋼が空気と接触しNが溶解するためであると述べている。試験で得られた高炉鉄筋と電炉鉄筋の化学成分を表2-1-7に示す。

表 2-1-7 高炉鉄筋と電炉鉄筋の化学成分⁹⁾

種別		化学成分(%)									
		C	Si	Mn	P	S	Cu	Cr	Sn	Ni	N
高炉鉄筋 (n=11)	平均値	0.252	0.295	1.398	0.0292	0.0255	0.0157	0.039		0.0256	0.00420
	標準偏差	0.022	0.061	0.055	0.0037	0.0078	0.0101	0.020		0.0118	0.00133
	最大値	0.29	0.42	1.53	0.038	0.038	0.043	0.08	—	0.045	0.0070
	最小値	0.22	0.22	1.34	0.024	0.016	0.010	0.01		0.010	0.0026
	範囲	0.07	0.20	0.19	0.014	0.022	0.033	0.07		0.035	0.0044
電炉鉄筋 (n=63)	平均値	0.259	0.188	0.909	0.0289	0.0322	0.3129	0.144	0.0203	0.0870	0.01099
	標準偏差	0.028	0.045	0.147	0.0050	0.0077	0.0820	0.048	0.0113	0.0128	0.00158
	最大値	0.35	0.26	1.15	0.035	0.044	0.48	0.26	0.065	0.12	0.0159
	最小値	0.20	0.08	0.62	0.016	0.022	0.11	0.06	0.010	0.06	0.0074
	範囲	0.15	0.18	0.53	0.019	0.022	0.37	0.20	0.055	0.06	0.0085

曲げ戻し試験では、き裂は曲げ内側の節の付根付近に多く、節の付根の曲率半径の小さなものに多く発生していたと報告している。き裂が認められた鉄筋は D16 で 63 本中 13 本、D22 で 63 本中 3 本であり、この差は曲げ半径の違い(D16 は 2.5D, D22 は 3.0D)によるものと推定している。

ここで、ひずみ時効に影響する N 量に関する研究について紹介する。鋼に加工を加えると二つの型の硬化が生じる。その一つは加工硬化であり、もう一つはひずみが加わったことによる第 2 相の析出により生ずる時効硬化といわれている。後者がひずみ時効と呼ばれており、ひずみ時効は純粋 Fe では生じない現象で鋼中に存在する固溶 N, 固溶 C に原因するとされており、ひずみ時効により降伏応力の増加が現れ、N 量の増加によりその影響は大きくなる¹⁰⁾。

ひずみ時効の進行は温度と経過時間に支配されるが、これについて B.B.Hundy¹¹⁾は表 2-1-8 に示すような関係を見出している。例えば 100℃-1 時間の時効処理は、15℃（常温）では 3 ヶ月の時効に相当するといわれている（表中の着色部）。

表 2-1-8 時効現象を支配する温度と時間の関係¹¹⁾

15℃	21℃	100℃	120℃	150℃
1年	6ヶ月	4時間	1時間	10分
6ヶ月	4ヶ月	2時間	30分	5分
3ヶ月	1.5ヶ月	1時間	15分	2.5分
1ヶ月	0.5ヶ月	20分	5分	—

(4) 鉄筋の品質と曲げ加工機の構造概要

普通鋼電炉工業会電炉鉄筋棒鋼品質調査委員会は、1987 年に第 1 回品質調査委員会を立ち上げ、鉄筋とコンクリートとの付着特性、疲労特性、ガス圧接などについてまとめている。その後の委員会においては、鉄筋の曲げ戻し特性、溶接性、高強度鉄筋 SD490 の特性、鉄筋の機械的性質、化学成分、表面形状、アルカリ骨材反応が鉄筋に

与える影響などについてとりまとめている¹²⁾。鉄筋加工時における鉄筋折損，き裂などに対する問題提起が数多く寄せられたことを勘案し，最新の品質調査では，鉄筋の曲げ加工時の問題点を改善するための基礎資料収集の目的で，曲げ加工試験の調査を行っている。試験の対象とした鉄筋は，普通鋼電炉工業会加盟全国 27 社 32 事業所の製品とし，化学成分，機械的性質，形状測定，硬さ試験と JIS Z 2248 金属材料曲げ試験方法（ベンダー曲げ加工機を用いた巻き付け法）により曲げ性能の調査を行っている。曲げ加工条件は現場での特殊事情を考慮し，過小曲げの条件として，JIS 規格における 1 サイズ下の厳しい曲げ内半径の採用やベンダーの使用条件の不具合，試験温度条件を常温と -5°C に設定するなどにより，1045 本の試験を行い全数合格であったと報告とている。なお，ベンダーの力点ローラー固定の条件では，節のつぶれによる大きな変形が生じ，折損の前兆の状態も見受けられたと報告している。ベンダーの構造概要と調整方法を図 2-1-3 に，ベンダーの使用条件の不具合例を図 2-1-4 に，曲げ加工の不具合例を図 2-1-5 に示す。

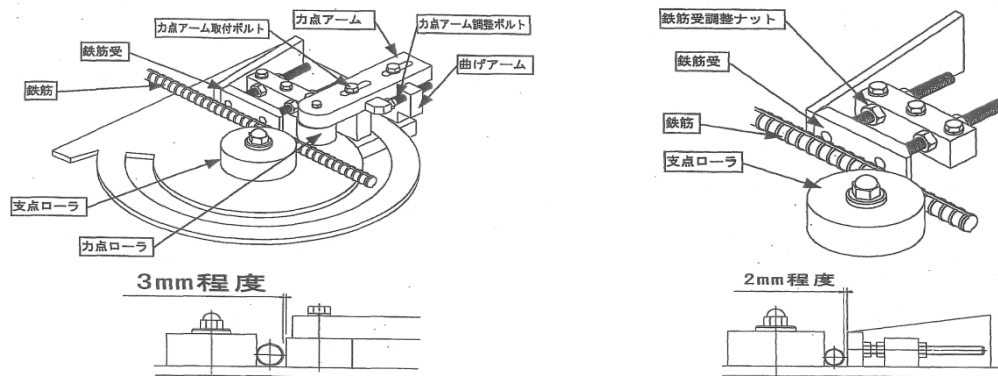
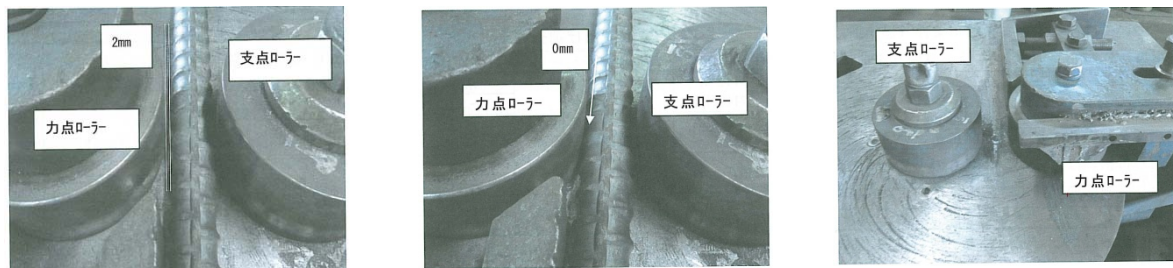


図 2-1-3 ベンダーの構造概要と調整方法¹²⁾



通常曲げの状況

ローラーと鉄筋の隙間無し

力点ローラー固定状況

図 2-1-4 ベンダーの使用条件の不具合例¹²⁾

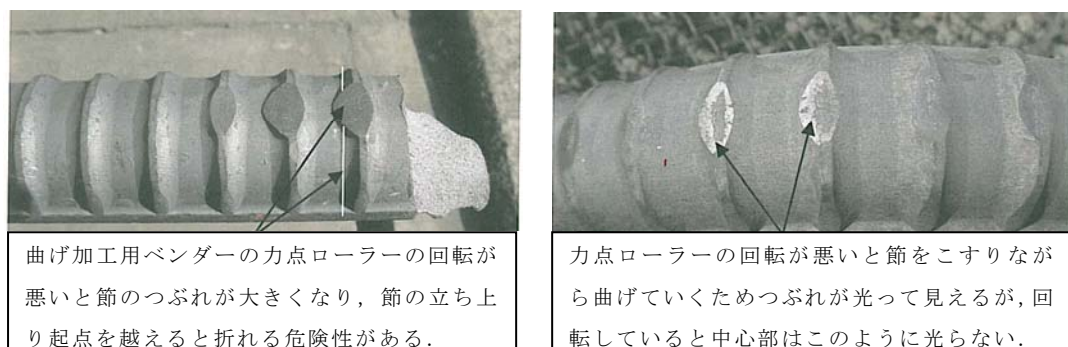


図 2-1-5 曲げ加工の不具合例¹²⁾

2. 2 アルカリ骨材反応による鉄筋破断メカニズムに関する研究

鉄筋破断メカニズムに関する研究は、鉄筋破断が初めて発見された 2000 年以降に集中的に行われている。以下に鉄筋の曲げ加工の影響、ひずみ時効の影響、アルカリ骨材反応によるひび割れの進展に伴う腐食環境導入の影響、アルカリ骨材反応による膨張力の影響、鉄筋破断メカニズムの推定などの研究事例を示す。

(1) 鉄筋の曲げ加工

① 鉄筋の曲げ加工によるひずみ、残留応力、き裂の発生

西村ら¹³⁾は、鉄筋の曲げ加工時に発生するひずみを計測している。その結果、曲げ加工時の鉄筋のひずみは、鉄筋径と曲げ半径の比に支配され、曲げ角度、リブの位置、鉄筋径による影響はほとんどないと考えてよいと述べている。

眞野ら¹⁴⁾は、鉄筋の曲げ加工部の残留応力を X 線回折法(日本材料学会 X 線応力測定法標準に基づく)により計測している。残留応力測定箇所を図 2-2-1 に、残留応力計測結果を表 2-2-1 に示す。その結果、曲げ加工部の内側では降伏応力(SD295A 352～380N/mm²)に相当するような引張応力が確認されたと報告している。なお、論文には曲げ半径については記載されていなかった。

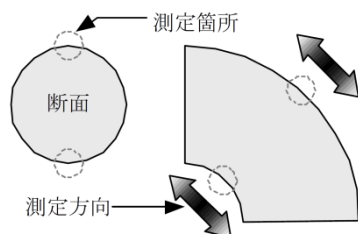


図 2-2-1 残留応力測定箇所¹⁴⁾

表 2-2-1 残留応力計測結果¹⁴⁾

鉄筋径	測定箇所	計測結果(N/mm ²)
D10	外側	-233.2±28.4
	内側	438.8±40.8
D19	外側	-309.1±48.5
	内側	393.9±10.3

幸左ら¹⁵⁾は、現行市販の鉄筋の節形状(以下、現行節形状という)と昭和 40 年代に使用されていた鉄筋の節形状(以下、旧節形状という)の違いに着目し、曲げ加工試験による初期き裂の発生状況とその進展状況について実験的に検討している。この結果、曲げ加工半径が小さいほどき裂が発生しやすく、き裂深さも深くなること、曲げ半径が 2.0d(d=鉄筋の公称直径、現行の JIS G 3112 の機械的性質における曲げ性の内側半径規定値である公称直径の 2 倍)で加工した場合でもき裂が発生する場合があることを報告している。き裂深さとき裂幅の関係では、節の付根の曲率が小さい場合に、き裂深さが深くなることやき裂発生個数が多くなる傾向を示している。定荷重引張試験による曲げ加工部に発生した初期き裂の進展観察では、降伏応力に近い引張力が作用する場合にき裂の進展が見られたと報告している。

興梠ら¹⁶⁾は、曲げ加工部の内側に初期き裂が発生した鉄筋を、膨張コンクリートによりアルカリ骨材反応の膨張を模擬した供試体内に配置し、初期き裂と膨張の関係について実験的に検討を行っている。その結果、現行節形状の鉄筋と比べて、旧節形状の鉄筋ではき裂深さの進展が大きく鉄筋径の 1/3 まで進展したことを確認しており、節形状の違いは鉄筋破断に大きく影響すると述べている。鉄筋径の影響に関しては、節の個数に着目した検討を行っている。曲げ加工の影響を受ける節の個数が同じ場合、鉄筋径が大きいほうが節付根に集中する変形量が大きくなり、初期き裂の発生の可能性が高くなると考えられると述べている。

以上、曲げ加工が鉄筋に与える影響については、ひずみおよび残留応力の観点で、

節形状や曲げ半径，曲げ角度の違いによる差異が明らかになっていない．初期き裂の発生観点では，曲げ加工用ベンダーを用いた曲げ加工により，節の変形やき裂の発生，組織の状態などが十分に明らかになっていない．実構造物で破断していた鉄筋の節形状や曲げ半径などの実態についても整理が必要である．

② 加工硬化

原田ら¹⁷⁾は，鉄筋の曲げ加工とひずみ時効(電気炉を使用し，220℃で3時間の加熱により模擬)の有無が曲げ加工部の材料特性に与える影響について，ビッカース硬さ試験により検討している．曲げ試験片では引張縁と圧縮縁では中央部と比較して30～40HV10ほど高くなっており，ひずみ時効の影響を模擬したものではさらに硬さが上昇している．曲げ試験片における引張縁，圧縮縁，中央部のビッカース硬さと，直線試験片に引張試験により予ひずみを与えた場合のビッカース硬さとの関係から，曲げ加工による材料特性の変化を示している．

以上，加工硬化については，実構造物で破断していた鉄筋の曲げ加工部やき裂近傍の硬さ分布，破壊じん性値が明らかになっていない．

(2) ひずみ時効

為石ら¹⁸⁾は，曲げ加工した鉄筋を加熱することにより，ひずみ時効を模擬した後に引張試験を行い，ひずみ時効の影響について検討している．鉄筋はSD295AのD13を曲げ角度90°，曲げ半径1.15dに曲げ加工し，200℃に加熱した油に一定時間浸漬している．時効処理の時間を変えて複数本の供試材を試験した結果，時効処理時間が長くなるほど，著しく強度低下したものの割合が増加し，時効処理時間が180分以上になると概ね半数の鉄筋が著しく強度低下する傾向が見られるとし，ひずみ時効の度合が鉄筋破断の生じやすさに影響すると述べている．曲げ加工部の内側に生じたき裂深さをパラメータにして検討した場合は，時効処理をしたものはき裂の深さに関係なく全てぜい性的に破断したことから，き裂の有無や深さよりもひずみ時効の影響のほうがより支配的と考えられると述べている．

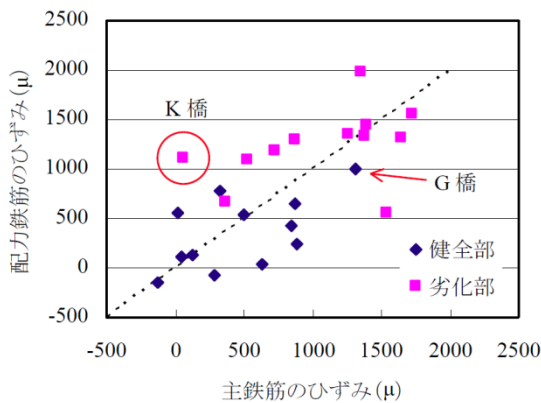
鳥居ら¹⁹⁾は，ひずみ時効に影響する化学成分中のNの量が高炉鉄筋で少なく，電炉鉄筋で多い傾向にあることに着目して，Nの含有量の違いによる影響を確認するために，シャルピー衝撃試験を行って検討している．Nの含有量が高い試料(0.0116%)と低い試料(0.0048%)の2つの試料により試験を行った結果，Nの含有量が多いとシャルピー衝撃吸収エネルギーが低下し，ぜい性破面率も高くなり，破壊じん性値が低下すると報告している．

以上，ひずみ時効については，実構造物で破断していた鉄筋の化学成分(特にNの含有量)や破壊じん性値が明らかになっていない．

(3) アルカリ骨材反応による膨張が鉄筋に与える影響

① 鉄筋のひずみ

実構造物における鉄筋のひずみの計測事例は少ない．野島ら²⁰⁾はアルカリ骨材反応によるコンクリートの膨張が鉄筋ひずみに与える影響を検討するために，切断による応力解放時のひずみを計測する鉄筋切断法を用いた調査を行っている．鉄筋のひずみの計測結果を図2-2-2に示す．ひび割れ幅や外観の状況から特に変状が著しい箇所において，500μ～2,000μ程度のひずみが確認されたと報告している．



劣化部：ひび割れ幅や外観の状況から特に変状が著しい箇所
健全部：ひび割れが観察されない、もしくは比較的少量である箇所

図 2-2-2 鉄筋ひずみの計測結果²⁰⁾

増田ら²¹⁾は、反応性骨材を用いた供試体により、コンクリート表面のひずみと鉄筋のひずみの経時変化を計測している。図 2-2-3 に示すように、供試体軸直角方向(①②⑤⑥)のひずみが 2,762 μ 、2,431 μ であるのに対して、供試体軸方向(③④)のひずみは 1386 μ と小さく、コンクリートの膨張に対する主鉄筋と帯鉄筋の拘束の影響の違いを示している。図 2-2-4 は、鉄筋の曲げ加工部のひずみの経時変化を示している。経過日数 400 日を超えると曲げ加工部の内側および外側ともに 2,000 μ 程度のひずみが発生しており降伏している。一方、曲げ加工部近傍のひずみは変化が少なく、アルカリ骨材反応によるコンクリートの膨張により発生する鉄筋のひずみは、曲げ加工部の中心部に集中する傾向が確認されたと述べている。

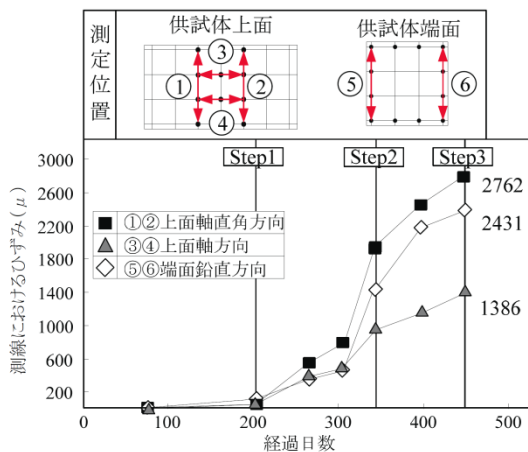


図 2-2-3 コンクリート表面のひずみ²¹⁾

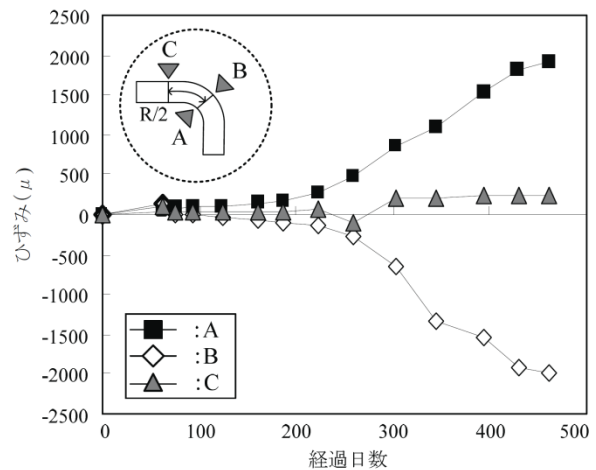


図 2-2-4 鉄筋の曲げ加工部ひずみ²¹⁾

鳥居ら²²⁾、中島ら²³⁾は、フーチングを模擬した鉄筋比の異なる供試体により、アルカリ骨材反応によるコンクリートの膨張と鉄筋のひずみの変化を計測している。中島らが行った実験供試体を図 2-2-5 に示す。供試体の表面ひずみが 1,000 μ ～1,500 μ の段階で、図 2-2-6 に示すように、曲げ加工部にはそれ以外の箇所と比べて大きな引張ひずみが生じ、鉄筋の降伏ひずみに相当する 1,800 μ 以上の引張ひずみが発生していた。鉄筋比の違いによる差は比較的小さく、曲げ加工部にひずみが集中する傾向が確認され、膨張が進行した場合には、さらに大きなひずみが生じるものと考えられると述べている。

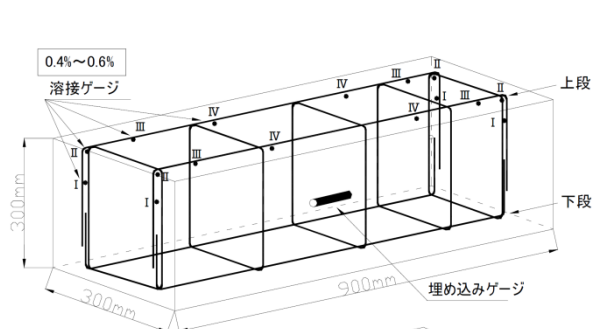


図 2-2-5 供試体の概要²³⁾

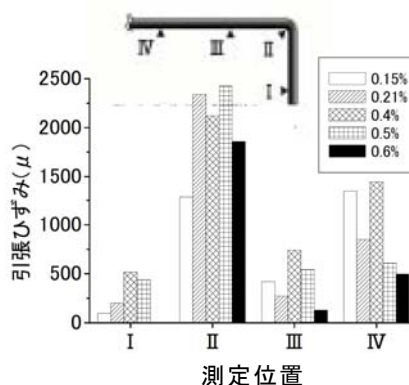


図 2-2-6 鉄筋のひずみ²³⁾

佐藤ら²⁴⁾は、膨張コンクリートを用いてアルカリ骨材反応による膨張を模擬した、供試体により、帯鉄筋に生じるひずみの計測を行っている。帯鉄筋の曲げ加工部のひずみは、コンクリートの膨張ひずみが 0.2% および 0.4% 以降で顕著に増加する傾向を示し、曲げ加工部の内側が引張、外側が圧縮のひずみであるため、この部位では曲げ戻し変形が生じていることを示している。膨張ひずみが約 0.7% の時に曲げ加工部で破断を確認したと述べている。

稲垣ら²⁵⁾は、膨張コンクリートを用いてアルカリ骨材反応による膨張を模擬した実際の橋脚の 1/4 スケールの供試体により、帯鉄筋に生じるひずみの計測を行っている。曲げ加工部が最初に降伏ひずみを超えることや、直線部のひずみが 1,000μ 程度であることが、鳥居ら²²⁾の研究における、反応性骨材を用いた供試体実験で得られた鉄筋のひずみの経年変化とよく合っていたと報告しており、膨張コンクリートを用いた供試体でも、アルカリ骨材反応による膨張挙動を模擬できたと考えられると述べている。

眞野ら²⁶⁾は、曲げ加工により曲げ部内側に初期き裂が発生した鉄筋(150℃, 60 分の加熱処理によりひずみ時効を模擬)を、膨張コンクリートによりアルカリ骨材反応による膨張を模擬した供試体内に配置し、鉄筋の曲げ加工部のひずみの経時変化とき裂の進展について実験的に検討を行っている。その結果、帯鉄筋の曲げ内側と外側のひずみを比較すると、直線部では外側の引張ひずみが大きく、曲げ加工部では内側で引張、外側で圧縮のひずみが発生していた。これはコンクリートの膨張により、帯鉄筋の直線部は外側に押し出されるため、外側の引張ひずみが内側より大きくなり、曲げ加工部では広げられるような挙動であるため、内側に引張ひずみが集中したと考えられると述べている。また、鉄筋の曲げ加工により発生した初期き裂は、コンクリートの膨張により進展したと述べている。

以上、アルカリ骨材反応による膨張が鉄筋に与える影響については、供試体の自然暴露による長期的な計測により検討する必要がある。

② 曲げ加工部の曲げ戻しの影響

堀田ら²⁷⁾は、鉄筋の曲げ加工において、節またはリブの位置関係が機械的性質に与える影響を検討している。実験は曲げ内半径を変化させて、鉄筋のリブまたは節に沿って直線から 90° まで曲げ加工した後に元の位置まで 90° 曲げ戻しを繰り返して、破断に至る回数を確認している。同じ曲げ内半径であれば、節を曲げ内側に沿わした場合のほうが破断に至る回数が少なかった(破断しやすかった)と報告している。曲げ戻しを繰り返した鉄筋の引張試験では、破断に至る回数に近づくまで引張強さはほとんど

変化せず、曲げ加工部以外で破断しており、曲げ加工部の加工硬化によるものと考えられると述べている。

田附ら²⁸⁾は、鉄筋の曲げ半径や時効の有無による鉄筋の曲げ戻し後の変化について報告している。鉄筋は市販の電炉鉄筋の SD345 を使用し、D13、D19、D25、D32 の 4 種類の鉄筋径により、曲げ内半径 1.0d、1.5d、2.0d、2.5d で 90° に曲げ加工した後に油圧ジャッキで曲げ戻し力を与えている。時効処理は 100℃で 24 時間加熱処理を行っている。その結果、曲げ半径が小さく (1.0d、1.5d)、時効の影響を与えたものは、他のものと比較して鉄筋の破断荷重が低くなる傾向があると述べている。

合田ら²⁹⁾は、鉄筋の曲げ加工部の加工硬化の影響と曲げ戻しによる変化について、ビッカース硬さ試験による硬度分布により検討している。鉄筋の曲げ加工部の節の付根部のように多軸応力が作用する領域では、加工硬化によって著しい硬度の増加が生じ、ひずみ時効の影響によりさらに硬度が増加すると述べている。90° に曲げ加工した鉄筋を一軸引張試験により曲げ戻しを行うと、ひずみ時効の影響を付与した供試材では約 7kN の荷重でぜい性的に破断したが、ひずみ時効を付与していない供試材では延性的に破断した。これらの結果から、節の付根付近の加工硬化とひずみ時効による硬度上昇は、鉄筋破断の要因のひとつであると述べている。

(4) 水素ぜい化割れの可能性

樽井ら³⁰⁾は、鉄筋の水素ぜい化の可能性を検討するために、切欠き試験片に定電流法による陰極水素チャージにより 0.97ppm の拡散性水素をチャージして、定荷重の遅れ破壊試験を行っている。この結果、遅れ破壊は発生しなかった。水素チャージの有無による切欠き試験片を用いて引張試験を行った結果、引張変形のひずみが 1.2%までは水素チャージの影響は認められず、1.2%超えの領域では水素チャージ材で加工硬化が小さくなった。引張強さは水素チャージ材でわずかな低下が認められたものの、破面形態には大きな差がなかったと報告している。アルカリ環境下での鉄筋への侵入水素量は、既往の調査結果から最大でも 0.2ppm オーダーであることから、遅れ破壊(水素ぜい化割れ)による鉄筋の破断の可能性は極めて少ないと述べている。

これに対し小林ら^{31)・32)}は、鉄筋の水素ぜい化割れの可能性について実験的に検討を行っている。ぜい化割れに与えるひずみ速度と水素発生電流の影響の検討³¹⁾では、低ひずみ速度引張試験によりアルカリ骨材反応を生じたコンクリートを模擬した環境において、炭素鋼の水素ぜい化を調べ、十分小さなひずみ速度において、ごくわずかな水素発生電流でもぜい化が認められたことから、アルカリ骨材反応による膨張のように非常に遅いひずみ速度の場合、大きな曲げ変形を受けた鉄筋などで、腐食反応に伴う極めてわずかな水素発生量でもぜい化が起こる可能性を示唆している。動的ひずみ下では、最大応力以降の絞り変形が生じている状態で侵入する水素が、ぜい化に最も関与することがわかったと述べている。一方で、弾性変形領域や最大応力以前の塑性変形領域で鋼中に侵入した水素は、ぜい化にほとんど影響しないことが確認されたと述べている。初期き裂を模擬した切欠き試験片による検討³²⁾では、アルカリ骨材反応による鉄筋の破断について、先在するき裂を V ノッチで模擬した試験片を用いて、低ひずみ速度引張試験により検討している。水素の陰極水素チャージによって破断ひずみが減少し、破面は外周部から内側に向かって擬へき開、ディンプル、へき開破面の 3 つの異なる破面からなっており、水素チャージしない試料の破面は、ディンプルとへき開破面であったことから、鉄筋に侵入した水素が擬へき開を起こすと考えられると述べている。アルカリ骨材反応により破断した鉄筋で見られたような、鋭利なス

リットを与えた試料に水素をチャージした場合は、実機で破断した鉄筋と同様の破面構成を示したことから、鉄筋の水素ぜい化の可能性を示唆している。

佐々木ら³³⁾は、アルカリ骨材反応により破断した鉄筋の拡散性水素量を計測している。結果は 0.097ppm であったが、試料採取時の水素逸散後の値であり、き裂発生日における局所では、より高濃度の水素量があった可能性があるとして、き裂の進展には水素ぜい化が関与している可能性が示唆されると述べている。

以上、水素ぜい化に影響する拡散性水素の吸蔵量については、実構造物で破断した鉄筋の計測事例は 1 例のみであり、加工度の影響についても明らかになっていない。

(5) 破断した鉄筋の破面の特徴

興梠ら³⁴⁾は、供試体内部に膨張モルタルを充填してアルカリ骨材反応による膨張を模擬した供試体により、供試体内部から膨張圧を受けた鉄筋の経時変化を確認している。その結果、鉄筋の曲げ加工部において破断が生じ、破面観察では全体的にぜい性破面であったが、ぜい性破面の一部に微小範囲の延性破面を確認したと報告しており、実際の橋脚で確認された破断鉄筋の破面と同様の性状であったと述べている。

古賀ら³⁵⁾は、アルカリ骨材反応による膨張力により、鉄筋の直線部がそれぞれ外側に平行に押されるように挙動すると仮定して、その動きを模擬できる試験機を使用して二軸引張試験を行っている。使用鉄筋は現行市販品の SD345 の D16 と、供用後 33 年を経過し、実際に鉄筋破断が生じた橋脚梁部の鉄筋で、成分分析結果から SD295A と推定されたものである。実橋脚で破断が生じた鉄筋を用いた二軸引張試験により、破断させた鉄筋の破面を観察した結果を図 2-2-7 に示す。

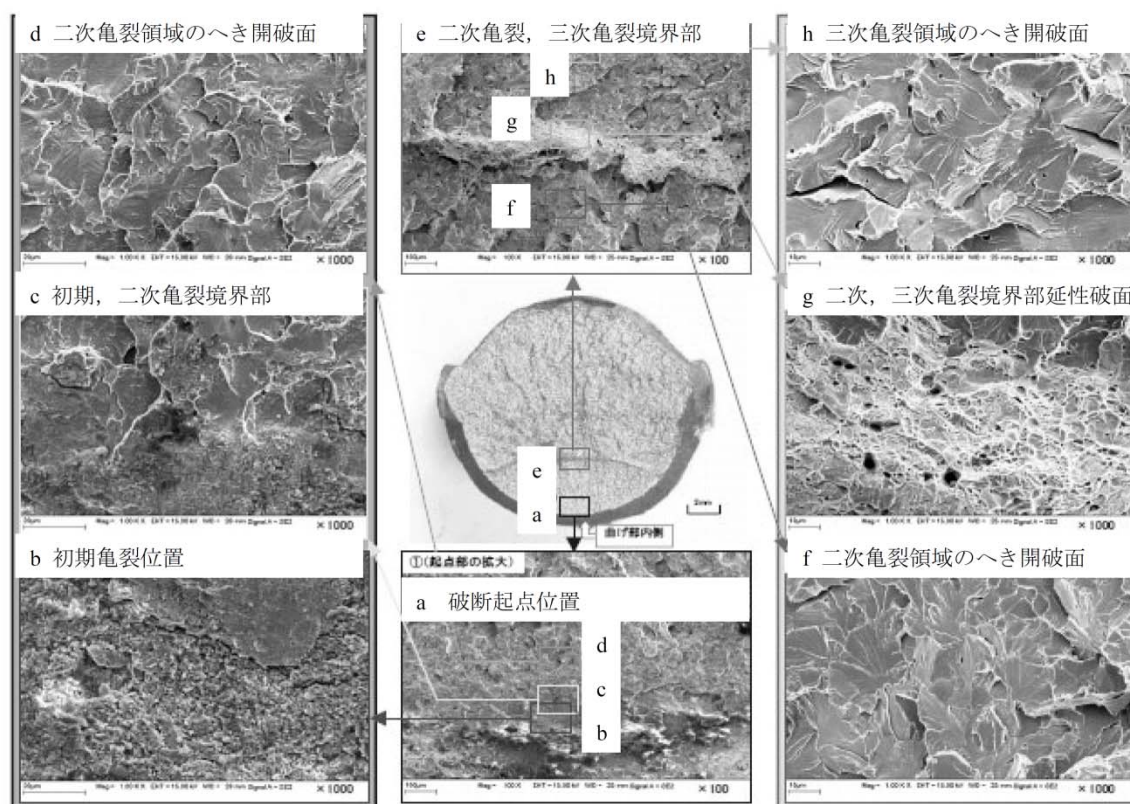


図 2-2-7 二軸引張試験により破断した鉄筋の破面観察結果³⁵⁾

曲げ部内側に初期き裂と思われる破面があり，次にへき開破面の二次き裂領域が見られ，三次き裂は再びへき開破面になっていた．二次き裂と三次き裂の間には，幅の狭い延性領域が存在し，実際の橋脚で破断が生じた鉄筋の破面と近似していたと報告している．本研究で用いた二軸引張試験機は，実際の橋脚で生じた破断に至る挙動により近いものが再現できたと考えられると述べている．

以上，興梠ら，古賀らは，ぜい性破面の一部に微小範囲の延性破面が存在し，実橋脚で確認された破断鉄筋の破面と同様の性状であったと述べているが，破断鉄筋がすべてこのような特徴を有しているのか確認が必要である．

(6) 鉄筋破断メカニズムの推定

幸左ら³⁶⁾は，一連の実験的検討を総括して³⁷⁾，鉄筋破断メカニズムを推定している．施工時の要因として，①旧節形状の鉄筋の使用，②曲げ加工による初期き裂の発生，き裂の進展要因として，③ひずみ時効によるぜい化，④アルカリ骨材反応に伴う膨張によるき裂の進展，などの要因が組み合わさることにより，鉄筋破断が生じると考えられると述べている．

樽井ら³⁰⁾，鳥居ら³⁸⁾，奥山ら³⁹⁾は，能登有料道路における破断鉄筋の破面観察結果から，鉄筋破断メカニズムを推定している．鉄筋の破断面は図 2-2-8 に示すように，3つの破壊過程（1 次き裂，2 次き裂および 3 次き裂の形成とそれらの進展過程）に分類できると述べている．鉄筋の曲げ加工時に発生した 1 次き裂は，延性破壊（局所的なすべり変形によって生じたもの）であり，鉄筋の節の付根部分において，曲げ加工時の応力集中と曲げ加工後のスプリングバック，または曲げ戻し時の過程でき裂が発生したものと推定している．2 次き裂はへき開破壊（ぜい性破壊）であり，加工硬化とひずみ時効硬化による破壊じん性値の低下によって，引張応力下でき裂が進展したことによるものとし，図 2-2-9 に示すように，曲げ加工部の内側の引張残留応力とアルカリ骨材反応による膨張による引張応力により，1 次き裂が 2 次き裂へと進展したものと推定している．また，2 次き裂が鉄筋内部に進展するにつれて，アルカリ骨材反応による引張応力が次第に小さくなるとともに，圧縮残留応力域に到達した付近で一旦き裂の進展が停止しているのが観察された（この付近にはわずかな延性破壊領域（ストレッチゾーン）が存在）と述べている．最後に 3 次き裂はへき開破壊（ぜい性破壊）であり，アルカリ骨材反応による膨張により，さらに大きな引張応力が発生した段階で破断にまで至ったものと推定している．これまでの調査結果の範囲では，曲げ加工時に 1 次き裂（き裂が進展する際の切り欠き部分）が鉄筋に発生していなければ，残留応力とアルカリ骨材反応による膨張によって生じる引張応力だけでは，鉄筋破断にまでは至らないと結論づけられると述べている．

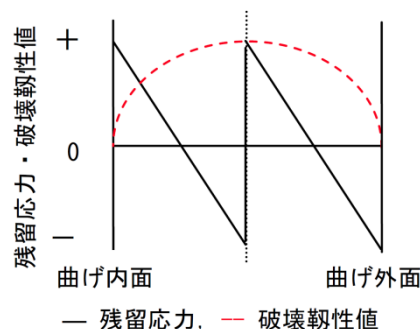
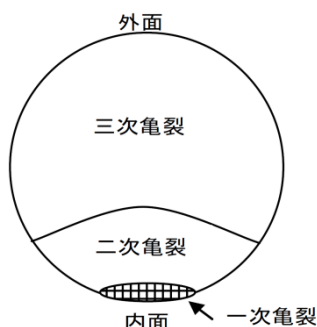


図 2-2-8 鉄筋破断面の模式図³⁸⁾ 図 2-2-9 残留応力・破壊じん性値の変化³⁸⁾

2.3 既往の研究の未解明点と本研究の取り組み

鉄筋破断の原因究明にあたり，既往の研究における主な未解明点を抽出し，本研究での検討事項と該当する章を表 2-3-1 に示す．

表 2-3-1 既往の研究の未解明点と本研究の取り組み

	検討項目	既往の研究	主な未解明点	本研究の検討
材料（鉄筋）	化学成分	・電炉鉄筋の N の含有量が多い	・複数の破断鉄筋による確認が必要	・破断鉄筋の実態を確認 第 3 章
	節形状	・節の付根の曲率が小さい		・破断鉄筋の実態を確認 第 3 章
	破面の 特徴	・1 次き裂は延性破面，2 次き裂はへき開破面，2 次き裂の進展過程で微少な延性破面領域が存在，3 次き裂はへき開破面の 3 領域に区分できた		
	曲げ加工の影響	加工硬化	・曲げ加工部の部位別の加工硬化が不明	・破断鉄筋の実態を確認 第 3 章
		ひずみ 時効	・破断鉄筋の破壊じん性値が不明	・破壊じん性試験により検討 第 4 章
		き裂の 発生	・節の形状による違い，曲げ半径および角度の影響が不明	・曲げ加工実験により検討 第 4 章
		ひずみ	・曲げ加工によるひずみ分布，曲げ半径および角度の影響が不明	・FEM 解析により検討 第 5 章
外力	膨張力	発生応力 残留応力	・曲げ内側で降伏応力相当の引張応力を確認	
		鉄筋の ひずみ・ 応力	・実橋脚の鉄筋で 500 μ ~ 2,000 μ 程度のひずみが確認された ・曲げ加工部の中心部に集中する傾向が確認された	・供試体長期暴露実験により計測 第 5 章
環境	水素 ぜい化 割れ	拡散性 水素量	・非常に遅いひずみ速度の場合，極めてわずかな水素発生量でもぜい化が起こる可能性がある ・動的ひずみ下では，最大応力以降に侵入する水素がぜい化に最も関与する ・実橋脚の破断鉄筋の拡散性水素量は 0.097ppm であった	・破断鉄筋および供試体内鉄筋による計測 ・曲げ加工実験による計測 第 6 章

本章の参考文献

- 1) 佐藤益弘：高強度異形鉄筋について，鉄と鋼，第 47 年，第 5 号，pp.745-757，1961
- 2) (財) 日本規格協会：JIS G 3112 鉄筋コンクリート用棒鋼，pp.1297-1302，2004
- 3) 土木学会：2007 年制定 コンクリート標準示方書〔設計編〕，p.195，2007
- 4) British Standard Institution：Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings，BS EN1992-1-1:2004，p.225，2004
- 5) American Concrete Institute: Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-05) and Commentary (ACI 318R-05)，p.430，2005
- 6) 小林一輔：高張力異形鉄筋の実験的研究，土木学会論文集，89 号，pp.11-30，1963
- 7) 関博，赤塚雄三：高張力異形鉄筋の曲げ加工性の比較試験，土木学会論文集 V，160 号，pp.68-74，1968
- 8) 渡辺博志，古賀裕久，中村英佑：コンクリート構造物の設計に関する国際標準導入への対応に関する研究，土木研究所報告書，2006
- 9) 豊福俊泰，吉岡博幸，吉村洋司：電炉鉄筋の品質実態，日本道路公団試験報告書，Vol.25，pp.59-71，1988
- 10) 日本学術振興会製鋼第 19 委員会：鉄鋼と合金元素（上），pp.646-647，1966
- 11) Hundy, B.B.：J. Iron Steel Inst, 178(1954)
- 12) 普通鋼電炉工業会電炉鉄筋棒鋼品質調査委員会：電炉鉄筋棒鋼品質調査報告書，2008
- 13) 西村次男，岸利治，田中泰司，魚本健人：曲げ加工時における異形鉄筋のひずみ測定，土木学会第 59 回年次学術講演会講演概要集，5-019，pp.37-38，2004
- 14) 眞野裕子，幸左賢二，松本茂，橋場盛：曲げ加工部での鉄筋損傷メカニズムの検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.26，No.1，pp.963-968，2004
- 15) 幸左賢二，川島恭志，眞野裕子，佐々木一則：アルカリ骨材反応による鉄筋破断メカニズム推定のための材料試験，構造工学論文集，vol.52A，pp.951-958，2006
- 16) 興梠展朗，幸左賢二，合田寛基，五十嵐弘行：鉄筋の節形状とコンクリートの膨張が破断に与える影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.28，No.1，pp.719-724，2006
- 17) 原田哲夫，坂田祥文，永藤政敏，合田寛基：ASR 膨張による鉄筋曲げ加工部での破断に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.29，No.1，pp.1281-1286，2007
- 18) 為石昌宏，金好昭彦，北後征雄，野村倫一：ひずみ時効の鉄筋破断への影響に関する一考察，土木学会第 59 回年次学術講演会講演概要集，5-025，pp.49-50，2004
- 19) 鳥居和之，小川洋之，樽井敏三：ASR により破断した鉄筋の調査，ASR による鉄筋破断のメカニズムと対策特別講演会資料(金沢大学)，2005
- 20) 野島昭二，竈本武弘，宮原茂禎，丸屋剛：ASR を生じたコンクリート構造物の鉄筋ひずみとコアの残存膨張，コンクリート工学年次論文集，Vol.31，No.1，pp.1,267-1,272，2009
- 21) 増田隆宏，幸左賢二，草野昌夫，合田寛基：ASR 供試体を用いた実構造物の劣化状況に対する内部損傷評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.31，No.1，pp.1207-1212，2009
- 22) 鳥居和之，池富修，久保善司，川村満紀：ASR 膨張によるコンクリート構造物の鉄筋破断の検証，コンクリート工学年次論文集，Vol.23，No.2，pp.595-600，2001

- 23) 中島俊和, 久保善司, 鳥居和之: ASR 膨張がコンクリート構造物の鉄筋破断に与える影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.25, No.1, pp.1535-1540, 2003
- 24) 佐藤雅義, 田中泰司, 岸利治: ASR 膨張による断面の変形挙動に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.1, pp.1287-1292, 2007
- 25) 稲垣裕之, 幸左賢二, 草野昌夫, 合田寛基: 大型 ASR 模擬供試体による鉄筋損傷進展評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.1, pp.1219-1224, 2009
- 26) 眞野裕子, 幸左賢二, 合田寛基, 荒木 茂: ASR 構造物中における鉄筋の初期欠陥が破断に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.27, No.1, pp.769-774, 2005
- 27) 堀田昌平, 辻正哲, 石川雄志, 飯田竜太, 岡本大: 鉄筋の曲げ及び曲げ戻しに関する基礎的研究, 土木学会第 59 回年次学術講演会講演概要集, 5-022, pp.43-44, 2004
- 28) 田附伸一, 津吉毅: 異形鉄筋の曲げ戻し特性に関する一考察, 土木学会第 59 回年次学術講演会講演概要集, 5-021, pp.41-42, 2004
- 29) 合田寛基, 原田哲夫, 日比野誠, 永藤政敏: 曲げ戻しを受ける鉄筋のぜい性破断に対する感受性の検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.1, pp.1315-1320, 2009
- 30) 樽井敏三, 鳥居和之: アルカリシリカ反応による鉄筋の破断機構, 材料と環境, Vol.59, pp.143-150, 2010
- 31) 小林正人, 西方篤, 水流徹: 高アルカリ塩化物環境下における炭素鋼のぜい化割れに及ぼすひずみ速度と水素発生電流の影響, 材料と環境, Vol.59, pp.129-135, 2010
- 32) 小林正人, 西方篤, 水流徹: 初期き裂を模擬した切欠き試験片による ASR 損傷鉄筋の水素ぜい化割れの可能性の検討, 材料と環境, Vol.59, pp.136-142, 2010
- 33) 佐々木孝彦, 宮川豊章, 松山晋作, 飯島亨: アルカリ骨材反応による鉄筋破断事例, 土木学会第 61 回年次学術講演会講演概要集, 5-056, pp.111-112, 2006
- 34) 興梠展朗, 幸左賢二, 合田寛基, 五十嵐弘行: ASR 模擬供試体による鉄筋損傷進展評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.1, pp.1275-1280, 2007
- 35) 古賀友一郎, 玉越隆史, 武田達也, 平塚慶達: ASR 劣化による鉄筋破断の再現試験報告, コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.1, pp.1323-1328, 2007
- 36) 幸左賢二, 川島恭志, 合田寛基, 興梠展朗, 五十嵐弘行: アルカリ骨材反応による鉄筋破断を模擬した供試体実験, 構造工学論文集, Vol.53A, pp.968-979, 2007
- 37) 幸左賢二, 川島恭志, 合田寛基, 興梠展朗: アルカリ骨材反応による鉄筋破断現象に関する実験的考察, 土木学会論文集 E, Vol.64, No.2, pp.371-388, 2008
- 38) 鳥居和之, 樽井敏三, 大代武志, 平野貴宣: 能登半島の ASR 劣化構造物に関する一考察, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.1, pp.779-784, 2006
- 39) 奥山和俊, 鳥居和之: 能登産の安山岩砕石のアルカリシリカ反応性とコンクリート橋脚の膨張性状のモニタリング, 材料, Vol.57, No.10, pp.981-986, 2008

第3章 アルカリ骨材反応による鉄筋破断の実態

3. 1 緒言

第1章では，社会資本ストックの現状と将来予測および今後のあり方について概説し，コンクリート構造物におけるアルカリ骨材反応問題の歴史的経緯について述べた。

第2章では，本研究でとり挙げているアルカリ骨材反応による鉄筋破断の問題に関して，鉄筋の規格の歴史的経緯と諸外国の基準の概要および鉄筋破断メカニズムに関する既往の研究の概要について述べた。

本章では，阪神高速道路における劣化橋脚の追跡点検や詳細調査の結果に基づき，コンクリートの表面変状や物性値などの経年変化，破断した鉄筋の外観，化学成分，形状(節・曲げ半径)，き裂や破面の特徴などから，アルカリ骨材反応による劣化橋脚のコンクリートと鉄筋破断の実態を整理した。

3. 2 鉄筋破断が生じた橋脚のコンクリートの劣化の実態

アルカリ骨材反応による鉄筋破断の事例は，図 3-2-1 に示すように，阪神高速道路の橋脚の他，近畿地方，中部地方，北陸地方の高架橋の橋脚はり部やフーチングなどで報告されている¹⁾。ここでは，阪神高速道路において，鉄筋破断が生じた橋脚のうち，大阪松原線の2基と大阪西宮線(神戸線)の2基について，追跡点検や詳細調査により得られた結果に基づき，コンクリートの表面変状，品質，腐食環境に関する下記の項目について整理した。



図 3-2-1 橋脚はり部のひび割れ状況と鉄筋破断(スターラップ)の例

調査対象橋脚

- ・大阪松原線 松 P486，松 P490
- ・大阪西宮線(神戸西宮線) 西 P5，西 P54，(神 P105 は破断鉄筋の詳細調査のみ)

調査項目

- ・表面変状 ひび割れ幅，橋脚寸法(基線長)の経年変化
- ・品質 圧縮強度，静弾性係数，超音波伝播速度，促進膨張量
- ・腐食環境 塩化物イオン量，中性化深さ

3. 2. 1 大阪松原線 松 P486 の事例

(1) 橋脚の諸元と補修・点検の概要

松 P486 の諸元を表 3-2-1 および図 3-2-2 に、点検・補修の履歴一覧を表 3-2-2 に示す。昭和 52 年度に竣工した鉄筋コンクリート製(RC)の T 型はり橋脚であり、上部工はプレストレストコンクリート(PC)のポストテンション単純桁である。はりの主鉄筋は D32 であり、スターラップは D16 を 300mm ピッチで配筋している。補修履歴は昭和 61 年度にエポキシ系の表面保護工による補修を、平成 15 年度にはり部の鋼板巻き立てによる補強を実施している。点検は定期点検の他、追跡点検を実施しており、平成 14 年度(竣工から 25 年経過)にコア採取による詳細な点検を実施している。

表 3-2-1 橋梁諸元と補修・補強履歴(松 P486)

橋梁	路線名	大阪松原線
竣工	竣工年度	昭和52年度(1977)
緒元	下部構造	RCT型はり(はり断面幅2.5×高3.18m)
	上部構造	PCポステン単純桁
補修	S61年度(1986)	・エポキシ系表面保護
・補強	H10年度(1999)	・柱部鋼板補強
履歴	H15年度(2003)	・はり部鋼板補強(橋軸方向にPC鋼材で拘束)

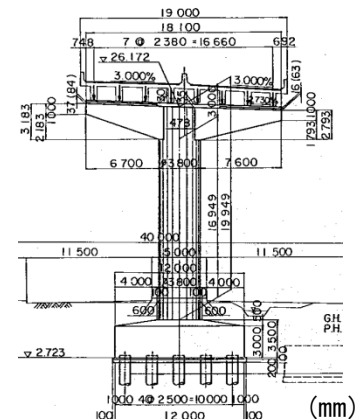


図 3-2-2 橋脚構造一般図(松 P486)

表 3-2-2 点検・補修履歴一覧(松 P486)

年度	S51	S52	S53	S54	S55	S56	S57	S58	S59	S60	S61	S62	S63	H1	H2	H3	H4	H5	H6	H7	H8	H9	H10
西暦	1976	1977	1978	1979	1980	1981	1982	1983	1984	1985	1986	1987	1988	1989	1990	1991	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998
内容		竣工		定	定					定	●補	●	●	●	●定	●	●			●	定		●

年度	H11	H12	H13	H14	H15	H16	H17	H18	H19	H20
西暦	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008
内容			●	定詳コ	補			○		

●: 追跡点検実施年度, 定: 定期点検実施年度, コ: コア採取年度, 補: 補修年度,
 ■: 柱部鋼板補強 ○: 追跡点検実施予定年度, 詳: 詳細調査実施年度

(2) 点検結果の概要

ひび割れ幅の経年変化を図 3-2-3 に示す。H13 年度までのひび割れ幅の経年変化量は、S61 年度(初期値)からの 15 年で 750 μ m(50 μ m/年)程度であり、大阪側測点は松原側の半分程度である。

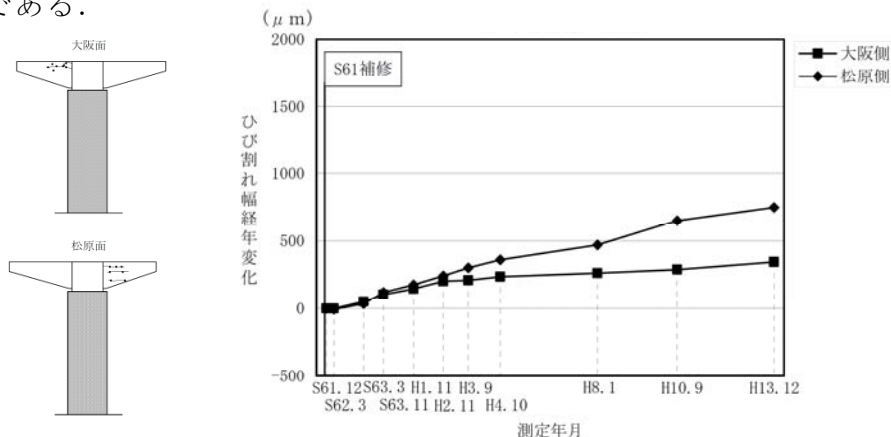


図 3-2-3 ひび割れ幅の経年変化(松 P486)

超音波伝播速度(各測点の測定値の平均値)の経年変化を図 3-2-4 に示す。S61 年度(初期値)から H8 年度までは約 4,000 m/s で変化のない状態が続いていたが、H7 年度以降は低下傾向が確認でき、H13 年度の超音波伝播速度は約 3,900m/s であった。この減少傾向が確認された期間は、H7 年度の点検において、はり部に最大 0.7mm 程度の水平方向のひび割れが発生していたこと、H10 年度の点検において、はり天端(円柱部)からはり側面にかけて最大 5.0mm 程度の橋軸直角方向のひび割れが発生していたこと、H13 年度の点検において、はり側面およびはり天端のひび割れ本数が増加していたことなど、劣化が進行した時期と一致している。

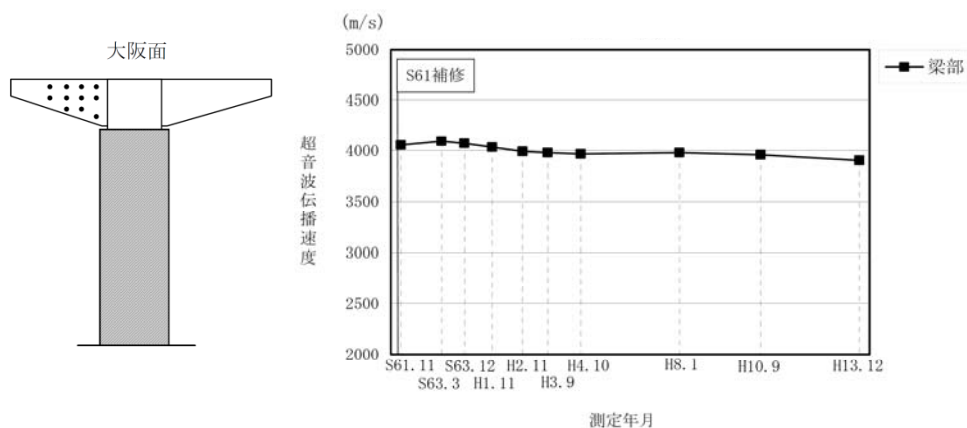
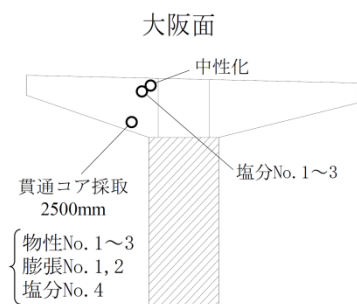


図 3-2-4 超音波伝播速度の経年変化(松 P486)

コア試験による圧縮強度と静弾性係数の試験結果を表 3-2-3 に、塩分量測定結果を表 3-2-4 に、コアの採取位置図を図 3-2-5 に示す。試験は H7 年度以降のひび割れ幅やひび割れ本数の増加、超音波伝播速度の低下傾向など劣化の進行が確認されたことを受け、H14 年度に実施しており、竣工から 25 年経過した時点での値である



試験項目

- ・圧縮強度/静弾性係数 3試料
- ・塩分量分析 4試料
- ・中性化深さ試験 1試料
- ・膨張量試験 2試料

図 3-2-5 コア採取位置図(松 P486)

表 3-2-3 コア試験結果一覧(松 P486) (H14 年度)

コア No	圧縮強度 (N/mm ²)	静弾性係数 (kN/mm ²)	部位
No.1	28.3	21.1	表面
No.2	29.0	11.6	内部
No.3	24.0	10.0	内部
平均	27.1	14.2	

表 3-2-4 塩分量測定結果(松 P486) (H14 年度)

測定位置	全塩分測定結果		
	Cl ⁻ (%)	NaCl (%)	Cl ⁻ (kg/m ³)
0~10mm	0.004	0.007	0.09
10~20mm	0.015	0.025	0.33
110~120mm	0.010	0.017	0.22
1290~1300mm	0.010	0.016	0.21

注：Cl⁻(kg/m³)はコンクリートの単位容積重量を 2,200kg/m³とした場合

コアは3本採取し、圧縮強度の平均値が 27.1N/mm^2 (設計基準強度 27.0N/mm^2)、静弾性係数の平均値が 14.2 kN/mm^2 (コンクリート標準示方書設計編²⁾に示す圧縮強度 27.0N/mm^2 の標準値 26.5kN/mm^2) であり、いずれも低下傾向がうかがえる値であった。

塩化物イオン量は、コンクリート表面から 10mm の範囲で最小値の 0.09 kg/m^3 、それより内部では $0.33\sim 0.21\text{ kg/m}^3$ であり内部の方が高い値であったが、いずれもコンクリート標準示方書設計編²⁾に示される鋼材腐食発生限界濃度の 1.2 kg/m^3 より小さい値であった。コアの割裂面における中性化深さは約 10mm であり、中性化残りが 30mm 以上あることから健全度診断マニュアル³⁾に示される劣化度の判定基準において、鋼材の腐食性は「なし」に位置づけられる値であった。しかし、はつり調査により確認した鉄筋の腐食状況は、本論文 3.3.1 (4) ①外観調査の結果に示すように曲げ加工部内側に軽微な腐食が見られる程度であり、腐食状況に応じた評価³⁾に基づき評価すると、ごく表面的な腐食である「腐食度③」に判定された。

コアの促進養生試験結果(JCI-DD2 法による)を表 3-2-5 および図 3-2-6 に示す。全膨張量(13 週)は表面のコアで 370μ 、内部のコアで 205μ と小さく、コンクリートの膨張は収束に向かっているものと推定された。

表 3-2-5 促進膨張量試験結果(松 P486) (H14 年度)
(単位: μ)

	解放 4 週	残存 9 週	全膨張量 13 週
表面	295	75	370
内部	165	40	205

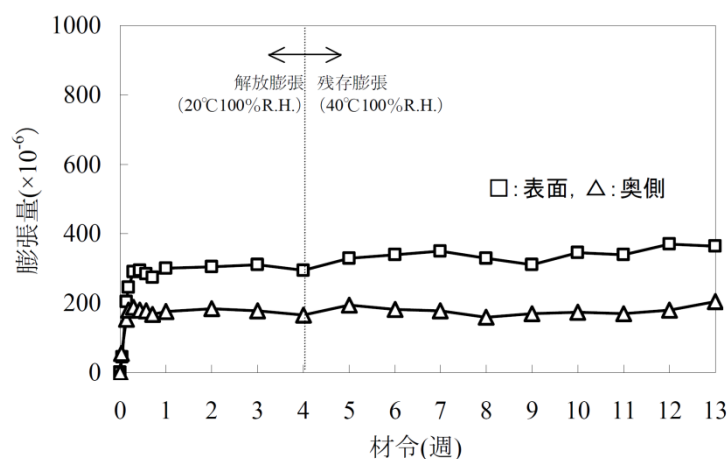


図 3-2-6 促進膨張量試験結果(松 P486) (H14 年度)

3. 2. 2 大阪松原線 松 P490 の事例

(1) 橋脚の諸元と補修・点検の概要

松 P490 の諸元を表 3-2-6, 図 3-2-7 に, 点検・補修の履歴一覧を表 3-2-7 に示す。昭和 52 年度に竣工した鉄筋コンクリート製(RC)の T 型はり橋脚であり, 上部工はプレストレストコンクリート(PC)のポストテンション単純桁である。はりの主鉄筋は D35 であり, スターラップは D16 を 300mm ピッチで配筋している。補修履歴は平成 3 年度にポリマーセメント系の表面保護工による補修を, 平成 12 年度に亜硝酸リチウムの含浸による補修を, 平成 15 年度にはり部の鋼板巻き立て補強を実施している。点検は定期点検の他, 追跡点検を実施しており, 平成 11 年度(竣工から 22 年経過)にコア採取による詳細な点検を実施している。

表 3-2-6 橋梁諸元と補修・補強履歴(松 P490)

橋梁諸元	路線名	大阪松原線
	竣工年度	昭和52年度(1977)
	下部構造	RCT型はり(はり断面幅3.5×高4.0m)
	上部構造	PCポステン単純桁
補修・補強履歴	H3年度(1991)	
	・ポリマーセメント系表面保護	
	H9年度(1998)	
	・柱部鋼板補強	
	H12年度(2000)	
	・亜硝酸リチウム	
	H15年度(2003)	
	・はり部鋼板補強(橋軸方向にPC鋼材で拘束)	

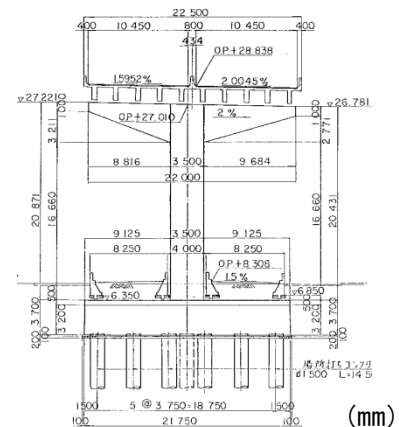


図 3-2-7 橋脚構造一般図(松 P490)

表 3-2-7 点検・補修履歴一覧(松 P490)

年度	S51	S52	S53	S54	S55	S56	S57	S58	S59	S60	S61	S62	S63	H1	H2	H3	H4	H5	H6	H7	H8	H9	H10
西暦	1976	1977	1978	1979	1980	1981	1982	1983	1984	1985	1986	1987	1988	1989	1990	1991	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998
内容		竣工		定	定					定	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●

年度	H11	H12	H13	H14	H15	H16	H17	H18	H19	H20
西暦	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008
内容	コ	補	●	定	補コ			○		

●: 追跡点検実施年度, 定: 定期点検実施年度, コ: コア採取年度, 補: 補修年度,
 ●: 柱部鋼板補強 ○: 追跡点検実施予定年度, 詳: 詳細調査実施年度

(2) 点検結果の概要

ひび割れ幅の経年変化を図 3-2-8 に示す。H10 年度までのひび割れ幅の経年変化量は, S61 年度(初期値)からの 12 年で 970 μ m(80 μ m/年)程度であり, 松原側測点は大阪側の半分程度である。

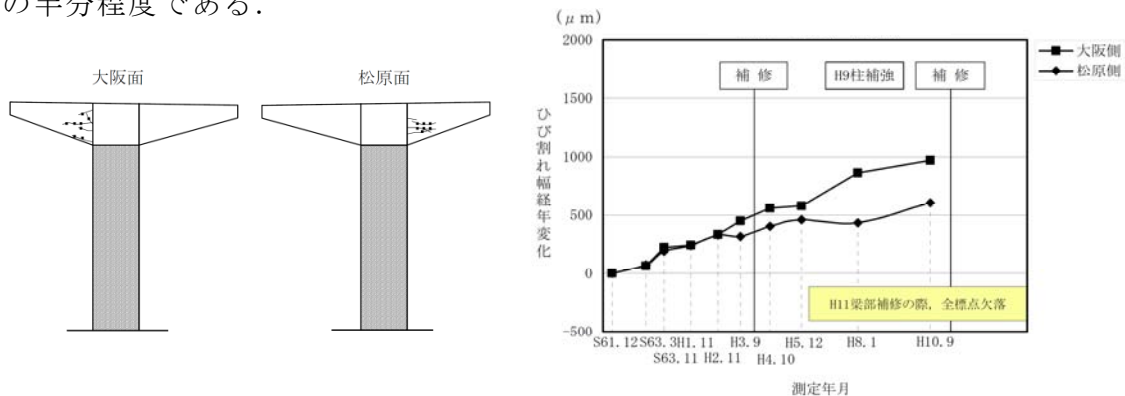


図 3-2-8 ひび割れ幅の経年変化(松 P490)

超音波伝播速度(各測定の測定値の平均値)の経年変化を図 3-2-9 に示す。S61 年度(初期値)は約 4,000 m/s であったが、S63 年度以降に低下傾向が確認でき、H13 年度の超音波伝播速度は 3,650m/s まで低下した。H10 年度以降の低下が比較的顕著であるが、同時期の点検において柱天端に最大幅 18.0mm 程度の橋軸直角方向のひび割れが確認されたことや、ひび割れの再発生が確認された時期と一致している。

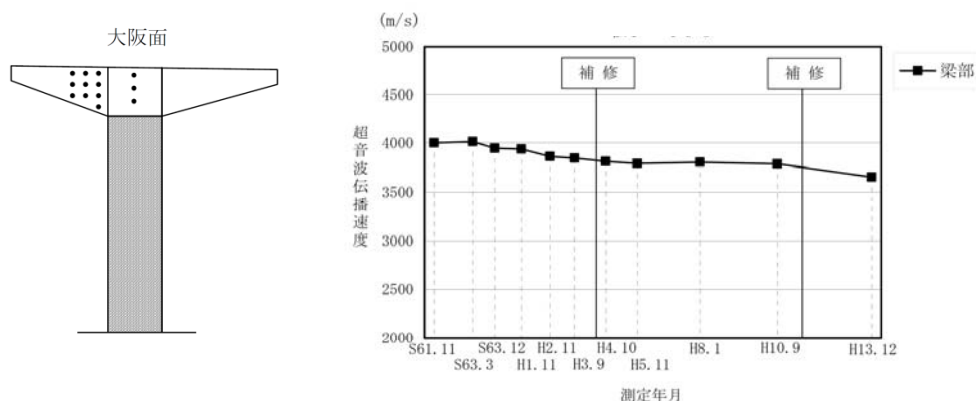


図 3-2-9 超音波伝播速度の経年変化(松 P490)

H11 年度(竣工から 22 年経過)に実施したコア試験による圧縮強度、静弾性係数、超音波伝播速度の試験結果を表 3-2-8 に、塩分量測定結果を表 3-2-9 に、コアの採取位置図を図 3-2-10 に示す。圧縮強度は、 $30.3\text{N/mm}^2 \sim 34.9\text{N/mm}^2$ (設計基準強度 27.0N/mm^2) であり、表面と内部の有意な差はなかった。静弾性係数は、 $17.2\text{kN/mm}^2 \sim 21.1\text{kN/mm}^2$ (参考値としてコンクリート標準示方書設計編²⁾に示す圧縮強度 30.0N/mm^2 の標準値 28kN/mm^2) であり、低下がうかがえる値であった。超音波伝播速度は、 $3,930\text{ m/s} \sim 4,440\text{ m/s}$ であり、図 3-2-9 に示す橋脚はり部の H10.9～H13.12 の値である $3,800\text{ m/s} \sim 3,650\text{ m/s}$ と比較するとコア試験の値のほうが大きい値であった。塩化物イオン量は、コンクリート表面から 10mm で 0.51 kg/m^3 、20～40mm で 0.97 kg/m^3 、40～60mm で 0.77 kg/m^3 、平均で 0.75 kg/m^3 であり、鋼材腐食発生限界濃度の 1.2 kg/m^3 より小さい値であった。コアの割裂面における中性化深さは約 10mm であり、中性化残りが 30mm 以上あることから健全度診断マニュアル³⁾に示される劣化度の判定基準において、鋼材の腐食性は「なし」に位置づけられる値であった。しかし、はつり調査により確認した鉄筋の腐食状況は、本論文 3.3.1 (4) ①外観調査の結果に示すように曲げ加工部付近に軽微な腐食が見られる程度であり、ごく表面的な腐食である「腐食度③」に判定された。

コアの促進養生試験結果(JCI-DD2 法による)を表 3-2-10 および図 3-2-11 に示す。全膨張量(13 週)は、L-2'コアと L-4 コアで表面の値で差があったが、内部の値は 100μ 程度で差はなく、全体として小さな値であり、コンクリートの膨張は収束に向かっているものと推定された。

表 3-2-8 コア試験結果一覧(松 P490) (H11 年度)

コア No	圧縮強度 (N/mm^2)	静弾性係数 (kN/mm^2)	超音波伝播速度 (m/s)
L-1 表面	34.9	19.2	4,440
L-1 内部	32.3	17.2	3,930
L-2' 表面	—	—	4,380
L-2' 内部	—	—	4,140
L-3 表面	30.3	18.7	4,000
L-3 内部	31.0	21.1	3,970
L-4 表面	—	—	4,000
L-4 内部	—	—	4,080

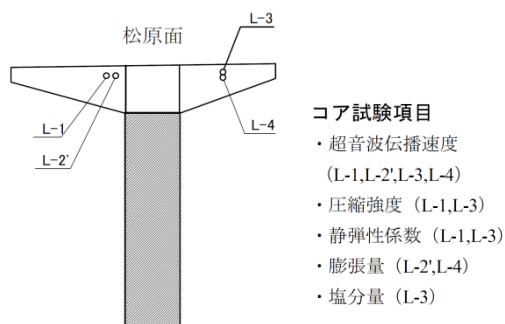


図 3-2-10 コア採取位置図 (松 P490)

表 3-2-9 塩分量測定結果(松 P490) (H11 年度)

測定位置	全塩分測定結果	
	Cl^- (%)	Cl^- (kg/m^3)
0~20mm	0.023	0.51
20~40mm	0.044	0.97
40~60mm	0.035	0.77
平均	0.034	0.75

注: Cl^- (kg/m^3)はコンクリートの単位容積重量を $2,200\text{kg/m}^3$ とした場合

表 3-2-10 膨張量試験結果(松 P490) (H11 年度)(単位: μ)

コア No	解放 4 週	残存 9 週	全膨張量 13 週
L-2' 表面	0	50	50
L-2' 内部	10	85	95
L-4 表面	100	185	285
L-4 内部	25	75	100

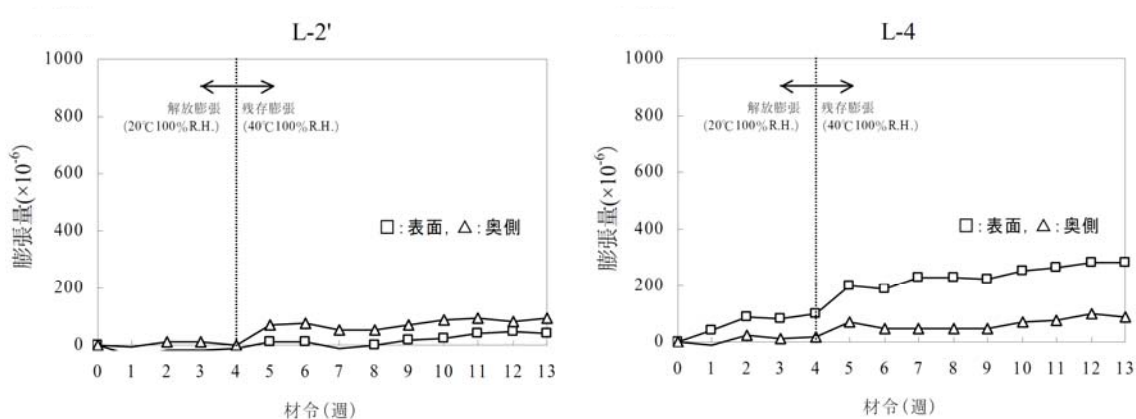


図 3-2-11 膨張量試験結果(松 P490) (H11 年度)

3. 2. 3 大阪西宮線 西 P5 の事例

(1) 橋脚の諸元と補修・点検の概要

西 P5 の諸元を表 3-2-11 および図 3-2-12 に、点検・補修の履歴一覧を表 3-2-12 に示す。昭和 54 年度に竣工したプレストレストコンクリート製(PC)の T 型はりをもつ橋脚であり、上部工は鋼単純 I 桁である。はりの主鉄筋は D29 であり、スターラップは D16 を 300mm ピッチで配筋している。補修履歴は平成元年度と平成 4 年度にポリマーセメント系の表面保護工による補修を、平成 12 年度に亜硝酸リチウムの含浸による補修を、平成 15 年度に炭素繊維シート巻き立てによる補強とはり天端部のエポキシ系の表面保護工を実施している。点検は定期点検の他、アルカリ骨材反応による劣化が生じた橋脚として追跡点検を実施しており、平成 11 年度(竣工から 20 年経過)と平成 15 年度(竣工から 24 年経過)にコア採取による詳細な点検を実施している。

表 3-2-11 橋梁諸元と補修・補強履歴(西 P5)

橋梁諸元	路線名	大阪西宮線(兵庫)
	竣工年度	昭和54年度(1979)
	下部構造	PCT型はり(はり断面幅2.7×高3.5m)
	上部構造	鋼単純I桁
補修・補強履歴	S54年度(1979) ・モルタル塗布 H1年度(1989) ・F種発水ポリマーセメント系表面保護 H4年度(1992) ・F種発水ポリマーセメント系表面保護 H9年度(1997) ・柱部鋼板補強 H15年度(2003) ・梁部CFRP補強、F種防水エポキシ系表面保護	

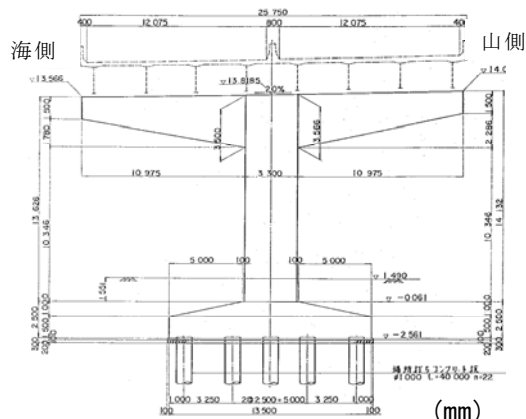


図 3-2-12 橋脚構造一般図(西 P5)

表 3-2-12 点検・補修履歴一覧(西 P5)

年度	S51	S52	S53	S54	S55	S56	S57	S58	S59	S60	S61	S62	S63	H1	H2	H3	H4	H5	H6	H7	H8	H9	H10
西暦	1976	1977	1978	1979	1980	1981	1982	1983	1984	1985	1986	1987	1988	1989	1990	1991	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998
内容				竣補	定				定					●定補	●	●	●補	●	●	●定		●定	

年度	H11	H12	H13	H14	H15	H16	H17	H18	H19	H20
西暦	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008
内容	●コ		●定詳		●補	○	○	○		○

●:追跡点検実施年度, 定:定期点検実施年度, コ:コア採取年度, 補:補修年度,
 ●:柱部鋼板補強 ○:追跡点検実施予定年度, 詳:詳細調査実施年度

(2) 点検結果の概要

ひび割れ幅の経年変化を図 3-2-13 に示す。最も経年変化量が大きい部位は、柱天端の神戸面(西側)であり H2 年から H4 年にかけて急激に増加している。特徴的なひび割れは、柱直上の断面変化部に橋軸直角方向に発生したひび割れであり、最大ひび割れ幅は 11.0mm であった。H13 年度と H15 年度にはつり調査により鉄筋の状況を確認した結果、スターラップ筋の曲げ加工部で破断が 6 本、き裂が 5 本確認されている。その次に経年変化量が大きい部位は、はりの海側であり、ひび割れ幅が 1,500 μ m 程度まで進行しており、山側の 500 μ m 程度と比較すると 3 倍の値であった。この原因としては、図 3-2-12 に示すように、はり天端に 2%の勾配が海側に向かって付いていることにより、雨水あるいは鋼桁の伸縮継ぎ手部からの漏水が勾配の低い海側に集まり、山側より水分の供給が多いことによる膨張の進行が考えられる。

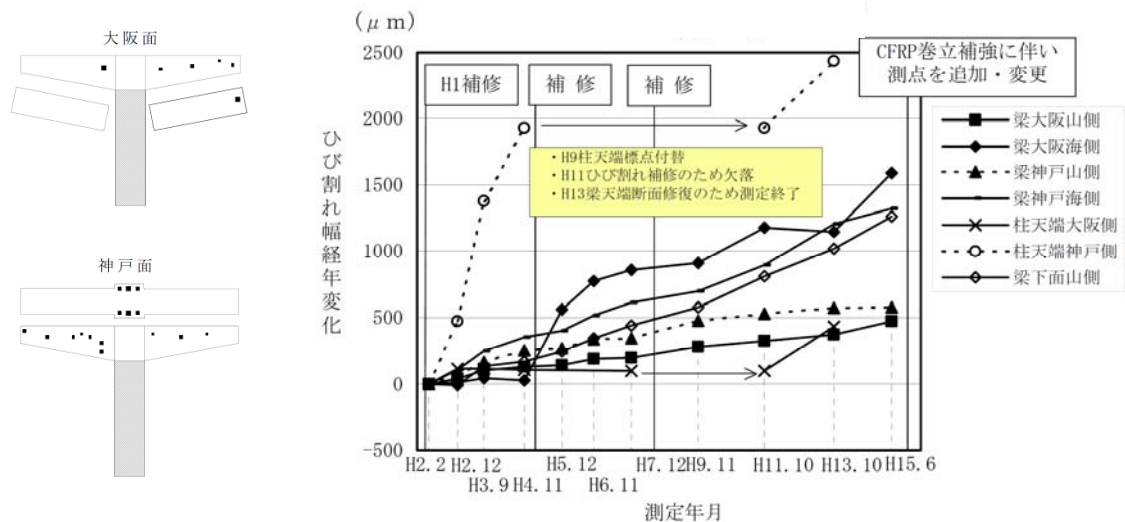


図 3-2-13 ひび割れ幅の経年変化 (西 P5)

橋脚寸法の経年変化を図 3-2-14 に示す。橋脚はり部に水平方向および鉛直方向に等間隔で設置した標点間の距離をコンタクトストレーンゲージで測定し、その経時変化から躯体の膨張性状を確認するものであり、グラフの縦軸に測線のひずみを表わしている。水平方向の経年変化では、はり部は変化がほとんどない。これは長手方向にプレストレスが導入されているため、コンクリートの膨張が拘束されていたことによると考えられる。一方、柱部は 700μ 程度まで増加している。これは柱幅がはり幅より 300mm 大きいため、はり部に導入されているプレストレスの影響が、突出部において小さいことによると考えられる。鉛直方向は、はり部における増加が顕著であり、柱部はほとんど変化していない。これは柱の主鉄筋による膨張の拘束が、はり部のスターラップによる拘束より大きいことによると考えられる。はり下面も増加しており、コンクリートの膨張により、はり部が周方向に膨らむような挙動であったことが推定できる。

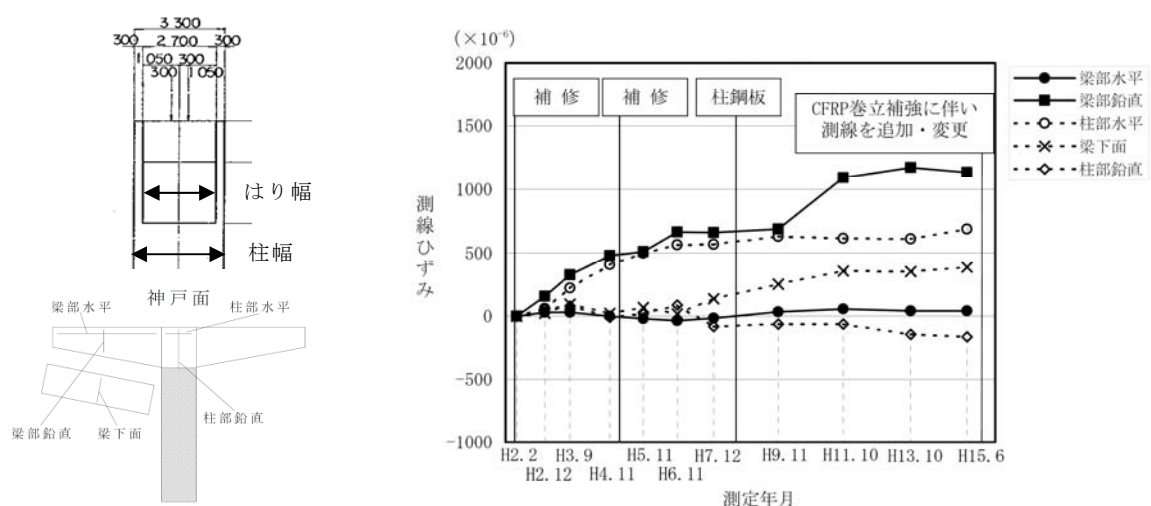


図 3-2-14 橋脚寸法の経年変化 (西 P5)

超音波伝播速度(各測点の測定値の平均値)の経年変化を図 3-2-15 に示す。はり中央の柱部では、H9 年度より H13 年度にかけて 3,900m/s から 3,600m/s 程度まで低下した。H13 年度に柱天端で鉄筋破断が確認されており、ひび割れ幅が増加傾向であった時期と一致している。はり部は 4,000m/s 程度で推移しており大きな変化はなかった。

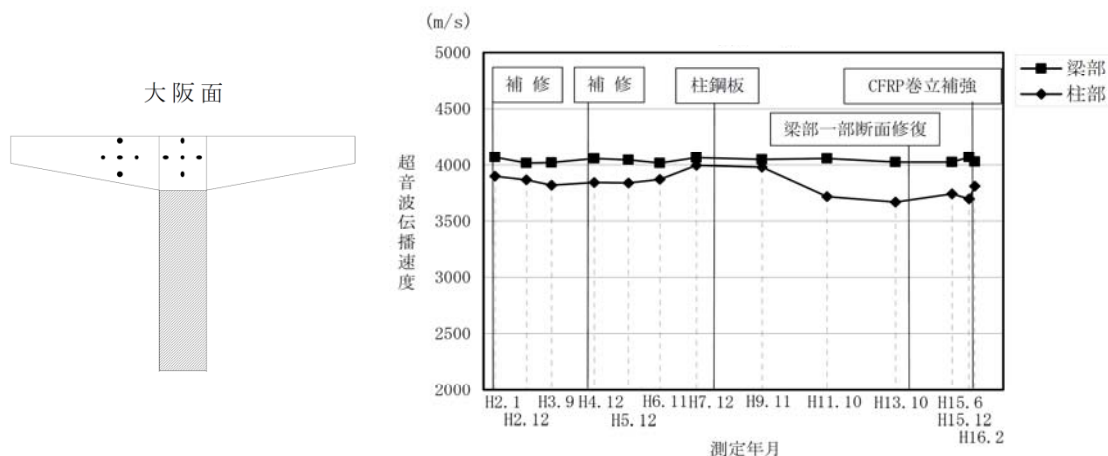
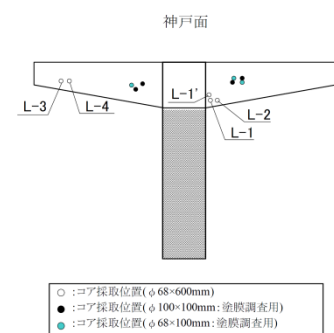


図 3-2-15 超音波伝播速度の経年変化(西 P5)

H11 年度(竣工から 20 年経過)に実施したコア試験による圧縮強度、静弾性係数、超音波伝播速度の試験結果を表 3-2-13 に、塩分量測定結果を表 3-2-14 に、コアの採取位置図を図 3-2-16 に示す。圧縮強度は、 $28.7\text{N/mm}^2 \sim 51.3\text{N/mm}^2$ (設計基準強度 35.0N/mm^2) であり、コア採取場所によりばらつきのある結果であった。静弾性係数は、 $12.0\text{kN/mm}^2 \sim 19.6\text{kN/mm}^2$ (参考値としてコンクリート標準示方書設計編²⁾に示す圧縮強度 30.0N/mm^2 の標準値 28kN/mm^2) であり、低下がうかがえる値であった。超音波伝播速度は、 $3,292\text{ m/s} \sim 4,389\text{ m/s}$ の範囲にあったが、圧縮強度と静弾性係数が比較的大きいコアは超音波伝播速度も高い傾向が確認できた。塩化物イオン量は、 1.08 kg/m^3 であり、鋼材腐食発生限界濃度の 1.2 kg/m^3 より小さい値であった。

表 3-2-13 コア試験結果一覧(西 P5) (H11 年度)

コア No	圧縮強度 (N/mm^2)	静弾性係数 (kN/mm^2)	超音波伝播速度 (m/s)
L-1' 表面	—	—	3,845
L-1' 内部	—	—	3,887
L-2 表面	37.9	12.0	3,817
L-2 内部	44.4	19.5	4,389
L-3 表面	51.3	19.6	4,362
L-3 内部	28.7	13.5	3,794
L-4 表面	—	—	3,292
L-4 内部	—	—	3,451



コア試験項目

- ・ 超音波伝播速度 (L-1', L-2～L-4)
- ・ 圧縮強度 (L-2, L-3)
- ・ 静弾性係数 (L-2, L-3)
- ・ 膨張量 (L-1', L-4)
- ・ 塩分含有量 (L-3)

図 3-2-16 コア採取位置図
(西 P5)

表 3-2-14 塩分量測定結果(西 P5) (H11 年度)

測定位置	全塩分測定結果	
	Cl ⁻ (%)	Cl ⁻ (kg/m ³)
L-3	0.049	1.08

注：Cl⁻(kg/m³)はコンクリートの単位容積重量を 2,200kg/m³とした場合

コアの促進養生試験結果(JCI-DD2 法による)を表 3-2-15 および図 3-2-17 に示す。全膨張量(13 週)は、L-4 コアの内部の値が 80μ と特に小さいが、他のコアも 265μ ~280μ であり、コンクリートの膨張は収束に向かっているものと推定された。

表 3-2-15 膨張量試験結果(西 P5) (H11 年度)
(単位：μ)

	解放 4 週	残存 9 週	全膨張量 13 週
L-1' 表面	120	160	280
L-1' 内部	190	85	275
L-4 表面	120	145	265
L-4 内部	15	65	80

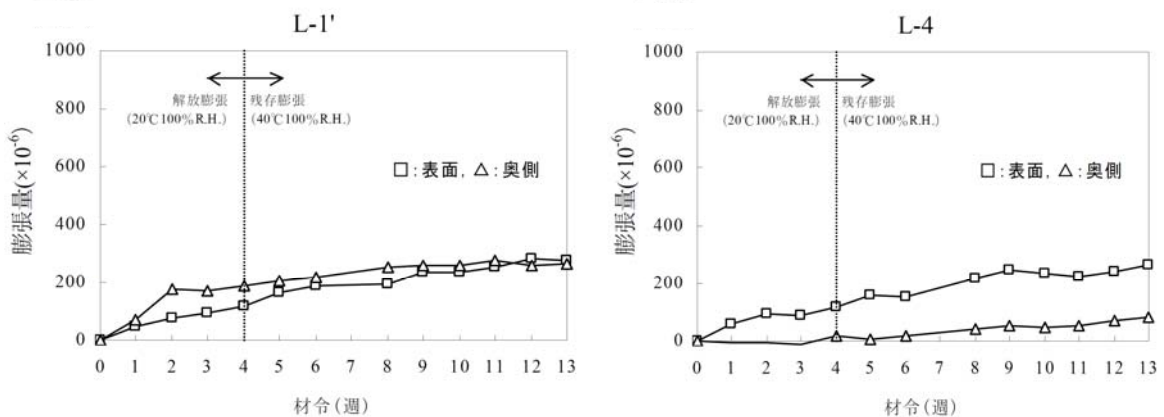


図 3-2-17 促進膨張量試験結果(西 P5) (H11 年度)

H15 年度(竣工から 24 年経過)に実施したコア試験による圧縮強度、静弾性係数の試験結果を表 3-2-16 に、塩分量測定結果を表 3-2-17 に、コアの採取位置図を図 3-2-18 に示す。圧縮強度は、37.3N/mm²~46.3N/mm²(設計基準強度 27.0N/mm²)であり設計基準強度より高い値であった。これはコア採取場所がひび割れのない表面的には健全な部位であったことによるものと考えられる。静弾性係数は、13.7kN/mm² ~25.3kN/mm²(参考値としてコンクリート標準示方書設計編²⁾に示す圧縮強度 30.0N/mm²の標準値 28kN/mm²)であり、コア No.1 については標準値に近い値、コア No.2, No.4 については低下がうかがえる値であった。塩化物イオン量は、コンクリート表面から 10mm で 1.53 kg/m³、10~20mm で 1.95kg/m³、90~100mm で 0.62kg/m³、400~410mm で 0.44kg/m³であり、コンクリートかぶり部分において高い値を示したが、鉄筋位置では鋼材腐食発生限界濃度の 1.2 kg/m³より小さい値であった。

表面付近で高い値を示したのは、コア採取場所がはり天端であり、鋼桁の伸縮継ぎ手部からの漏水(路面凍結防止剤として散布した塩化カルシウム溶液を含む)などによる外来の塩化物イオンの浸入によるものと考えられる。はつり調査により確認した鉄筋の腐食状況は、曲げ加工部内側に腐食が濃く見られ、浅い孔食等の断面欠損の軽微な腐食である「腐食度②」に判定された。

表 3-2-16 コア試験結果一覧(西 P5) (H15 年度)

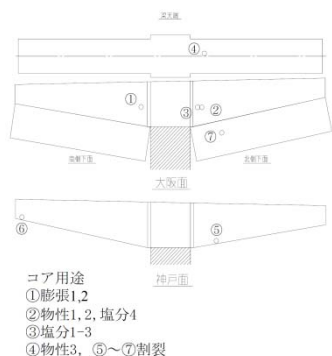


図 3-2-18 コア採取位置図(西 P5)

コア No	圧縮強度 (N/mm ²)	静弾性係数 (kN/mm ²)	部位
No.1	41.2	23.2	表面
No.1	43.9	25.3	内部(1,000mm 付近)
平均	42.6	24.3	
No.2	43.2	16.2	表面
No.2	46.3	17.5	内部(1,000mm 付近)
No.4	37.3	13.7	表面
平均	42.3	15.8	

表 3-2-17 塩分量測定結果(西 P5) (H15 年度)

測定位置	全塩分測定結果		
	Cl ⁻ (%)	NaCl (%)	Cl ⁻ (kg/m ³)
③0～10mm (表面)	0.067	0.11	1.53
③10～20mm (中性化奥)	0.085	0.14	1.95
③90～100mm (鉄筋位置)	0.027	0.044	0.62
②400～410mm (内部)	0.019	0.032	0.44

注：Cl⁻(kg/m³)はコンクリートの単位容積重量を 2,300kg/m³とした場合

コアの促進養生試験結果(JCI-DD2 法による)を表 3-2-18 および図 3-2-19 に示す。全膨張量(13 週)は、表面の値が 235μ、内部の値が 105μ であり、コンクリートの膨張は収束に向かっているものと推定された。

表 3-2-18 膨張量試験結果(西 P5) (H15 年度)
(単位：μ)

	解放4週	残存9週	全膨張量13週
①表面	163	72	235
①内部	50	55	105

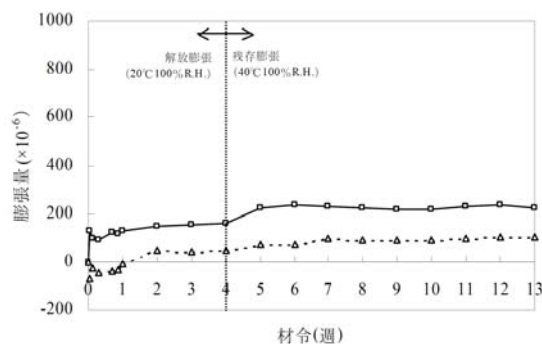


図 3-2-19 促進膨張量試験結果(西 P5)
(H15 年度)

3. 2. 4 大阪西宮線 西 P54 の事例

(1) 橋脚の諸元と補修・点検の概要

西 P54 の諸元を表 3-2-19 および図 3-2-20 に、点検・補修の履歴一覧を表 3-2-20 に示す。昭和 53 年度に竣工したプレストレストコンクリート製(PC)の T 型はり橋脚で上部工は鋼単純 I 桁である。はりの主鉄筋は D29 であり、スターラップは D16 を 300mm ピッチで配筋している。補修履歴は昭和 55 年度、平成元年度、平成 4 年度に表面保護工による補修を、平成 15 年度にはり部の炭素繊維シート巻き立てによる補強を実施している。点検は定期点検の他、追跡点検を実施しており、平成 11 年度(竣工から 21 年経過)と平成 15 年度(竣工から 25 年経過)にコア採取による詳細点検を実施している。

表 3-2-19 橋梁諸元と補修・補強履歴(西 P54)

橋梁	路線名	大阪西宮線(兵庫)
竣工年度	昭和53年度(1978)	
下部構造	PCT型はり(はり断面幅3.0×高3.5m)	
上部構造	鋼単純I桁	
補修・補強履歴	S55.59年度(1980,1984)	
	・表面保護(材料不明)・エポキシ系表面保護	
	H1年度(1989)	
	・エポキシ系表面保護	
	H4年度(1992)	
	・ホリフタシエン系表面保護	
	H9年度(1996)	
補強履歴	・柱部鋼板補強	
	H15年度(2003)	
	・梁部CFRP補強・F種防水エポキシ系表面保護	

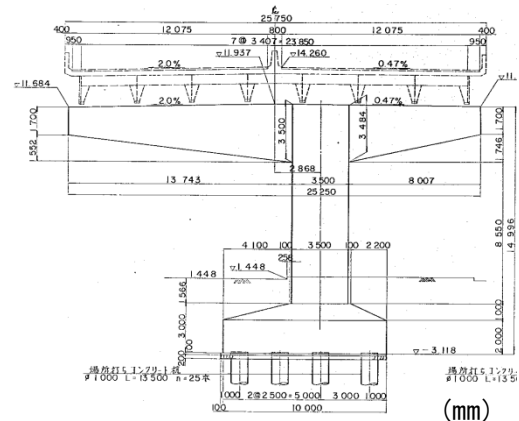


図 3-2-20 橋脚構造一般図(西 P54)

表 3-2-20 点検・補修履歴一覧(西 P54)

年度	S51	S52	S53	S54	S55	S56	S57	S58	S59	S60	S61	S62	S63	H1	H2	H3	H4	H5	H6	H7	H8	H9	H10
西暦	1976	1977	1978	1979	1980	1981	1982	1983	1984	1985	1986	1987	1988	1989	1990	1991	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998
内容			竣工		定補	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●

年度	H11	H12	H13	H14	H15	H16	H17	H18	H19	H20
西暦	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008
内容	コ		定		●補コ	○	○	○		○

●: 追跡点検実施年度, 定: 定期点検実施年度, コ: コア採取年度, 補: 補修年度,
 ●: 柱部鋼板補強 ○: 追跡点検実施予定年度, 詳: 詳細調査実施年度

(2) 点検結果の概要

ひび割れ幅の経年変化を図 3-2-21 に示す。橋脚天端の神戸面では平成 4 年以降に急激にひび割れが進行し H15 年度までに 5,500 μ m 程度に達しており鉄筋破断が確認されている。

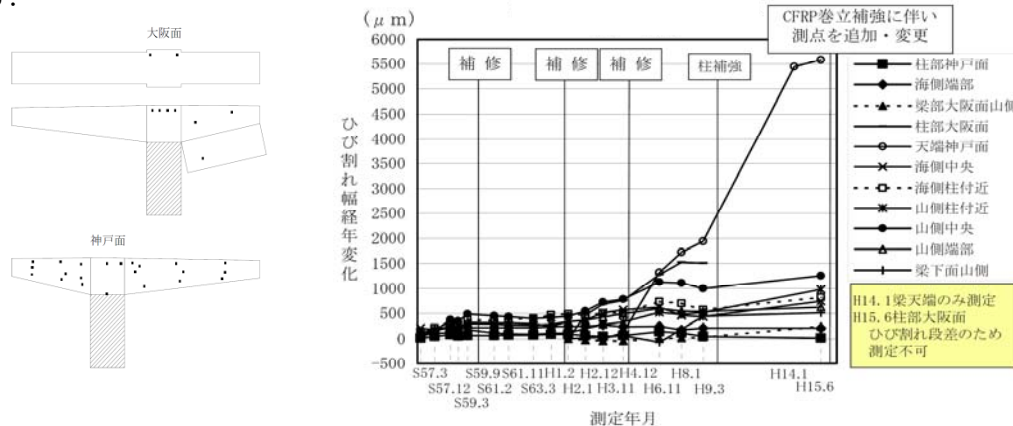


図 3-2-21 ひび割れ幅の経年変化(西 P54)

特徴的なひび割れは、柱直上の断面変化部に橋軸直角方向に発生するひび割れと、はり天端側の側面に発生する水平ひび割れであり、最大ひび割れ幅は 9.0mm であった。

橋脚寸法の経年変化を図 3-2-22 に示す。水平方向の経年変化では、はり部は変化がほとんどない。これは西 P5 と同様に長手方向にプレストレスが導入されているため、コンクリートの膨張が拘束されていたことによると考えられる。一方、柱部は 1,000 μ 程度まで増加している。これは柱幅がはり幅より 250mm 大きいため、はり部に導入されているプレストレスの影響が突出部において小さいことによると考えられる。鉛直方向は、はり部における増加が顕著であり、柱部はほとんど変化していない。これは柱の主鉄筋による膨張の拘束が、はり部のスターラップによる拘束より大きいことによると考えられる。はり部は測線の鉛直 1 で約 1,800 μ 、鉛直 2 で 1,000 μ であり周方向に膨らむような挙動であったことが推定できる。

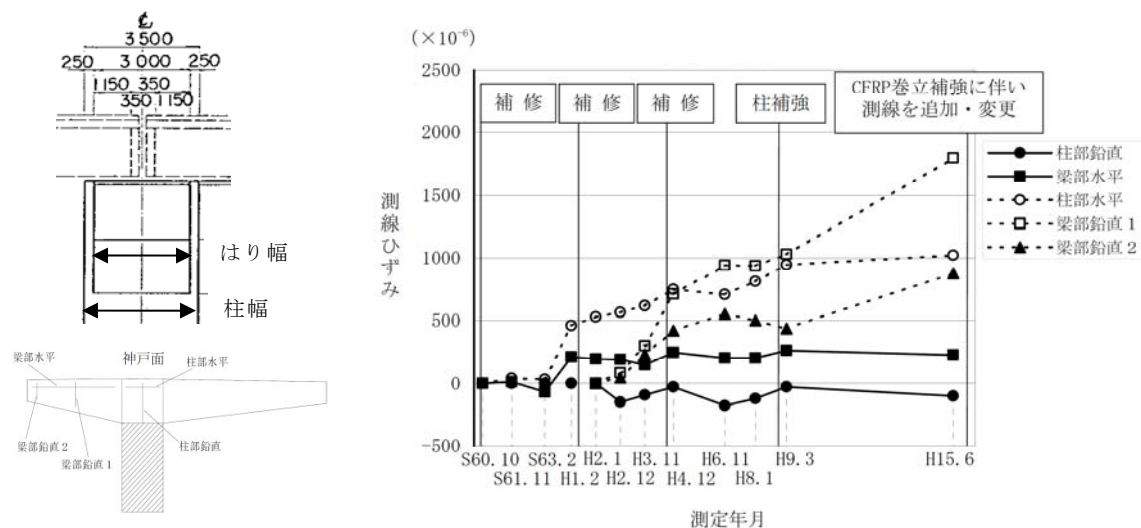


図 3-2-22 橋脚寸法の経年変化(西 P54)

超音波伝播速度(各測点の測定値の平均値)の経年変化を図 3-2-23 に示す。はり部および柱部で同様に低下傾向が確認できる。H15 年度の点検で鉄筋破断が確認されており、図 3-2-21 に示すひび割れ幅の経年変化や図 3-2-22 に示す橋脚寸法の経年変化において、H6～9 年度以降にはり部で急激な増加傾向を示した時期と超音波伝播速度の低下が大きい時期が概ね一致していた。

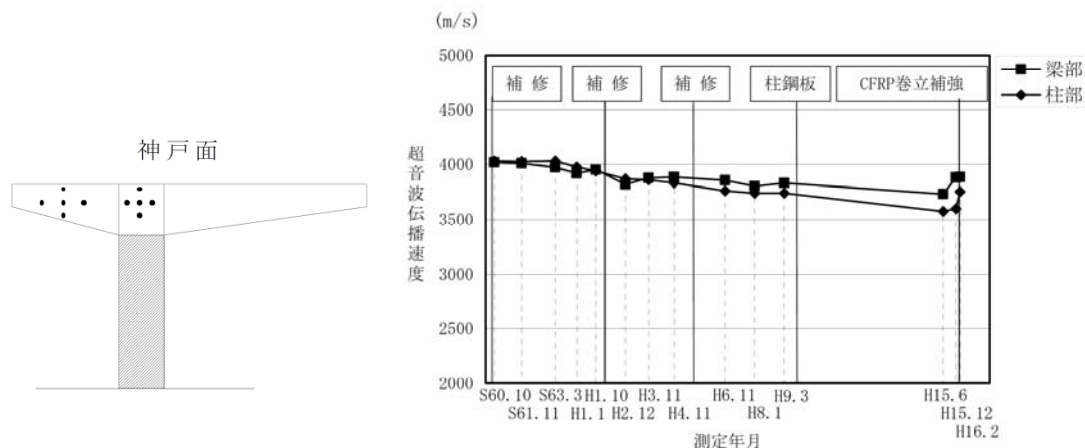
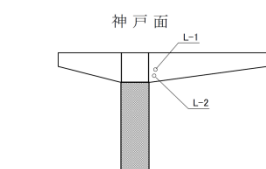


図 3-2-23 超音波伝播速度の経年変化(西 P54)

H11 年度(竣工から 21 年経過)に実施したコア試験による圧縮強度, 静弾性係数, 超音波伝播速度の試験結果を表 3-2-21 に, コアの採取位置図を図 3-2-24 に示す. 圧縮強度は, 表面で 26.3N/mm², 内部で 32.3N/mm² (設計基準強度 35.0N/mm²) であり, 内部のほうが大きい結果であった. 静弾性係数は, 5.3kN/mm² ~14.6kN/mm² (参考値としてコンクリート標準示方書設計編²⁾に示す圧縮強度 30.0N/mm² の標準値 28kN/mm²) であり, 表面で低下が著しかった. 超音波伝播速度は, 3,352 m/s~3,839 m/s の範囲にあり, 圧縮強度と静弾性係数の低下が大きい表面で最も小さい値であった.



コア試験項目

- ・超音波伝播速度 (L-1, L-2)
- ・圧縮強度 (L-1)
- ・静弾性係数 (L-1)
- ・膨張量 (L-2)
- ・塩分量 (L-1)

表 3-2-21 コア試験結果一覧(西 P54) (H11 年度)

コア No	圧縮強度 (N/mm ²)	静弾性係数 (kN/mm ²)	超音波伝播速度 (m/s)
L-1 表面	26.3	5.3	3,352
L-1 内部	32.3	14.6	3,596
L-2 表面	—	—	3,377
L-2 内部	—	—	3,839

図 3-2-24 コア採取位置図(西 P54)

コアの促進養生試験結果(JCI-DD2 法による)を表 3-2-22 および図 3-2-25 に示す. 全膨張量(13 週)は, 表面の値が 130μ, 内部の値が 330μ であり, コンクリートの膨張は収束に向かっているものと推定された.

表 3-2-22 膨張量試験結果(西 P54) (H11 年度)
(単位: μ)

	解放 4 週	残存 9 週	全膨張量
表面	0	130	130
内部	60	270	330

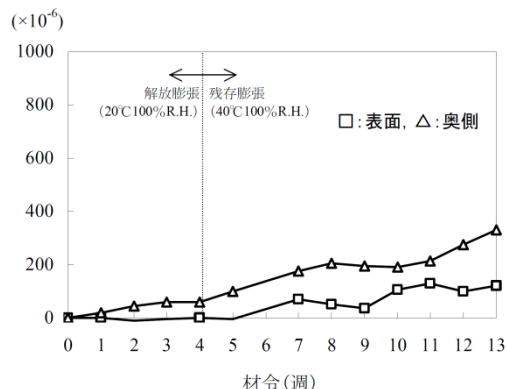


図 3-2-25 促進膨張量試験結果(西 P54)
(H11 年度)

H15 年度(竣工から 25 年経過)に実施したコア試験による圧縮強度, 静弾性係数の試験結果を表 3-2-23 に, 塩分量測定結果を表 3-2-24 に, コアの採取位置図を図 3-2-26 に示す. 圧縮強度は, 16.8N/mm²~33.1N/mm² ((設計基準強度 35.0N/mm²) であり, コア No.1 の内部で最も小さい値であった. 静弾性係数は, 9.0kN/mm² ~26.5kN/mm² (参考値としてコンクリート標準示方書設計編²⁾に示す圧縮強度 30.0N/mm² の標準値 28kN/mm²) であり, コア No.4 が最も小さい値であり, 鉄筋破断が確認されたはり天端部から採取したコアであった. 塩化物イオン量は, コンクリート表面から 10mm で 1.20 kg/m³, 10~20mm で 1.39kg/m³, 90~100mm で 1.20kg/m³, 400~410mm で 0.74kg/m³ であり, コンクリートかぶり部分において高い値を示し, コンクリート標準示方書設

計編²⁾に示される鋼材腐食発生限界濃度の 1.2 kg/m^3 を超える値も確認された。これは西 P5 と同様に鋼桁の伸縮継ぎ手部からの漏水(路面凍結防止剤として散布した塩化カルシウム溶液を含む)などによる外来の塩化物イオンの浸入によるものと考えられる。

はつり調査により確認した鉄筋の腐食状況は、曲げ加工部付近に軽微な腐食が見られる程度であり、腐食状況に応じた評価³⁾に基づき評価すると、ごく表面的な腐食である「腐食度③」に判定された。

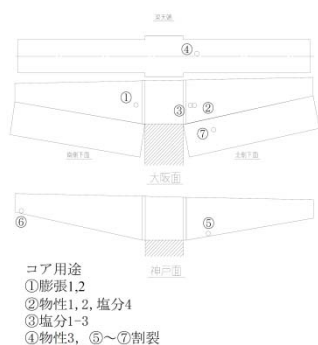


図 3-2-26 コア採取
位置図(西 P54)

表 3-2-23 コア試験結果一覧(西 P54) (H15 年度)

コア No	圧縮強度 (N/mm^2)	静弾性係数 (kN/mm^2)	部位
No.1	33.1	22.6	表面
No.1	16.8	26.5	内部(1,000mm 付近)
平均	25.0	24.6	
No.2	30.9	14.7	表面
No.2	33.1	21.1	内部(1,000mm 付近)
No.4	23.7	9.0	表面
平均	29.2	15.0	

表 3-2-24 塩分量測定結果(西 P54) (H15 年度)

測定位置	全塩分測定結果		
	Cl^- (%)	NaCl (%)	Cl^- (kg/m^3)
③0~10mm (表面)	0.052	0.085	1.20
③10~20mm (中性化奥)	0.061	0.10	1.39
③90~100mm (鉄筋位置)	0.052	0.085	1.20
②400~410mm (内部)	0.032	0.053	0.74

注： Cl^- (kg/m^3)はコンクリートの単位容積重量を $2,300\text{kg/m}^3$ とした場合

コアの促進養生試験結果(JCI-DD2 法による)を表 3-2-25 および図 3-2-27 に示す。全膨張量(13 週)は、表面の値が 0μ 、内部の値が -60μ でありコンクリートの膨張は収束しているものと推定された。

表 3-2-25 膨張量試験結果(西 P54) (H15 年度)
(単位： μ)

	解放 4 週	残存 9 週	全膨張量
表面	-40	40	0
内部	-73	13	-60

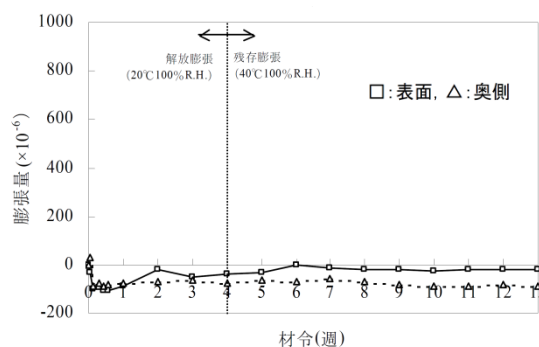


図 3-2-27 促進膨張量試験結果(西 P54)
(H11 年度)

3. 2. 5 まとめ

アルカリ骨材反応により鉄筋破断が生じた橋脚のコンクリートの特徴を整理した。コンクリートの調査結果の一覧を表 3-2-26 に示す。得られた結果をまとめると以下のとおりである。

表 3-2-26 コンクリートの調査結果一覧

橋脚 番号	コア 年度	圧縮強度 (N/mm^2)	静弾性係数 (kN/mm^2)	全膨張量 ($\times 10^{-6}$)	塩分量 (kg/m^3)	最大ひ び割れ 幅(mm)	鉄筋 腐食
松 P486 (RC)	H14	24.0～29.0	10.0～21.1	205～370	0.09～0.33	5.0	腐食度③
松 P490 (RC)	H11	30.3～34.9	17.2～21.1	50～285	0.51～0.97	18.0	腐食度③
西 P5 (PC)	H11	28.7～51.3	12.0～19.6	80～280	1.08	—	—
	H15	37.3～46.3	13.7～17.5	105～235	0.44～1.95	11.0	腐食度②
西 P54 (PC)	H11	26.3～32.3	5.3～14.6	130～330	—	—	—
	H15	23.7～33.1	9.0～21.1	0～-60	0.74～1.39	9.0	腐食度③

- (1) 調査対象橋脚は、昭和 50 年代の前半に竣工したもので、ひび割れの発生や進展に伴う補修として、エポキシ系やポリマーセメント系による表面保護工を複数回実施している。ひび割れ幅や橋脚寸法の経年変化によると、補修後においても増加傾向が確認できる。
- (2) 最大ひび割れ幅は 5.0mm～18.0mm であり、鉄筋破断位置の近傍に特徴的なひび割れとして現れていた。
- (3) ひび割れ幅の経年変化は、概ね $50\mu\text{m}$ ～ $80\mu\text{m}$ /年程度であり、橋脚の面によって差が生じることがある。
- (4) 雨水あるいは伸縮継ぎ手部からの漏水による水分の供給が多い場所では、膨張が大きくなる傾向がある。
- (5) PC はり橋脚では、プレストレスの影響により水平方向の経年変化は小さい。鉛直方向は、はり部における増加が顕著であり、周方向に膨らむような挙動であったことが推定できる。
- (6) コアの圧縮強度は、PC 橋脚で $23.7\sim 51.3\text{N/mm}^2$ の範囲、RC 橋脚で $24.0\sim 34.9\text{N/mm}^2$ の範囲であり、ばらつきが大きいがいずれも低下傾向がみられ、設計基準強度を下回るものも確認された。
- (7) コアの静弾性係数は、PC 橋脚で $5.3\sim 21.1\text{ kN/mm}^2$ の範囲、RC 橋脚で $10.0\sim 21.1\text{ kN/mm}^2$ の範囲にあり、いずれも低下傾向がみられ標準値を下回るものも確認された。圧縮強度の低下度合いと比較すると静弾性係数の低下が著しかった。
- (8) コアの塩化物イオン量は、表面からの距離により変化し、 $0.09\sim 1.95\text{kg/m}^3$ の範囲にあった。鉄筋位置においては一部の橋脚を除き、鋼材腐食発生限界濃度の 1.2 kg/m^3 以下の値であった。しかし、鉄筋の腐食は、腐食度③(ごく表面的な腐食)または腐食度②(浅い孔食等の断面欠損)の軽微な腐食の範囲にあった。

3. 3 アルカリ骨材反応により破断した鉄筋の実態

3. 3. 1 破断鉄筋の調査

(1) 目的

アルカリ骨材反応により劣化したコンクリート中において、き裂や破断が生じた鉄筋の損傷原因を究明するために、損傷鉄筋の外観、材料特性、き裂の状況、曲げ加工の状況、破面の特徴などを抽出することを目的とした。

(2) 供試材の明細

供試材は阪神高速道路（松原線・神戸線）において、アルカリ骨材反応により劣化した橋脚より採取し、き裂または破断が確認されたものを対象とした。鉄筋の種類は、はり部の主鉄筋およびスターラップであり、表 3-3-1 に明細を示す。

表 3-3-1 供試材の明細

供試材の記号		鉄筋 径	状態	外観 観察	磁粉 探傷	化学 成分	形状 調査	硬さ	組織 観察	破面 観察	表面 分析
松 原 線	P486-1	D32	破断	◎		◎		◎		◎	○
	P486-19	D32	き裂	○	◎		◎		◎		
	P490-28	D16	破断	○	◎		◎	◎	○		
	P490-38	D16	破断	○						○	◎
	P490-42	D16	破断	◎		◎				◎	◎
神 戸 線	西 P5-20	D16	き裂	○		◎		◎	◎		
	西 P54-7	D16	き裂	○				◎	○		
	西 P54-8	D16	破断	○		◎				◎	◎
	神 P105-神 7	D22	き裂	○							
	神 P105-神 7'	D16	き裂	◎	○	◎	○	◎	◎		
	神 P105-大 5	D22	き裂	○	◎	◎	○	◎	◎		
	神 P105-大 11	D22	き裂	◎	○		◎			○	◎
	神 P105-神 11	D22	き裂	○	○		○				
	神 P105-神 17	D22	き裂	◎	○		○			◎	○

◎印は本論文掲載分、○印は調査実施を示す。

(3) 調査方法

① 外観観察(腐食状況など)

全ての供試材において外観と腐食状況の観察を行った。

② 磁粉探傷試験(き裂の発生状況)

曲げ内側および外側のき裂の有無、発生状況を極間法を用いて確認した。

③ 化学成分分析

11元素(C, Si, Mn, P, S, Cu, Ni, Cr, Mo, Al, N)の化学成分分析を行った。

④ 鉄筋の形状調査(曲げ半径・節形状)

1) 曲げ内半径の測定

機械加工用のRゲージを鉄筋曲げ内側に沿わせるようにして測定を行った。

2) 節形状の測定

鉄筋の縦断面を写真撮影して、節間隔・節の高さ・節の付根のR形状を測定した。

⑤ 硬さ試験(加工硬化の状態)

曲げ加工部と直線部におけるビッカース硬さを測定した。

⑥ 光学顕微鏡観察(組織観察・き裂進展状況)

硬さ試験用試料の縦断面を観察し、き裂の発生および進展状況を観察した。

⑦ 電子顕微鏡による破面観察

鉄筋の破断面について、き裂起点部、き裂進展部などの破面観察を行った。

⑧ 表面EPMA定性分析(腐食生成物の有無)

鉄筋の破断面の表面について、電子線マイクロアナライザ(EPMA=Electron Probe Micro-Analysis)定性分析により、主に腐食生成物の有無について確認した。

(4) 調査結果

① 外観調査

松 P486-1 および松 P490-42 供試材の外観観察結果を図 3-3-1 に示す。曲げ加工部付近に軽微な腐食が見られ、曲げ外側と比較して曲げ内側の腐食様相が濃く認められた。曲げ加工時に発生したと考えられる節のつぶれが、曲げ内側で3から5箇所程度確認され、腐食はその付近に発生していた。き裂は節の付根付近から発生しており、すべて曲げ内側で発生していた。



曲げ内側

(a) 松 P486-1 (D32) 破断鉄筋



曲げ内側

(b) 松 P490-42 (D16) 破断鉄筋

図 3-3-1 破断鉄筋の外観

同一橋脚内における鉄筋の加工状況に着目して、神 P105 を例に、はり部スターラップの外観と節のつぶれ状況を図 3-3-2 に示す。鉄筋径は D16 と D22 で違うが、節のつぶれがいずれの供試材も 3 箇所であり、節のつぶれの程度も同じであることから、同一橋脚内では同様の曲げ加工が行われていたものと推定できる。



(a) 神 P105-神 7' (D16) き裂鉄筋



曲げ内側



(b) 神 P105-神 17 (D22) き裂鉄筋



曲げ内側



(c) 神 P105-大 11 (D22) き裂鉄筋

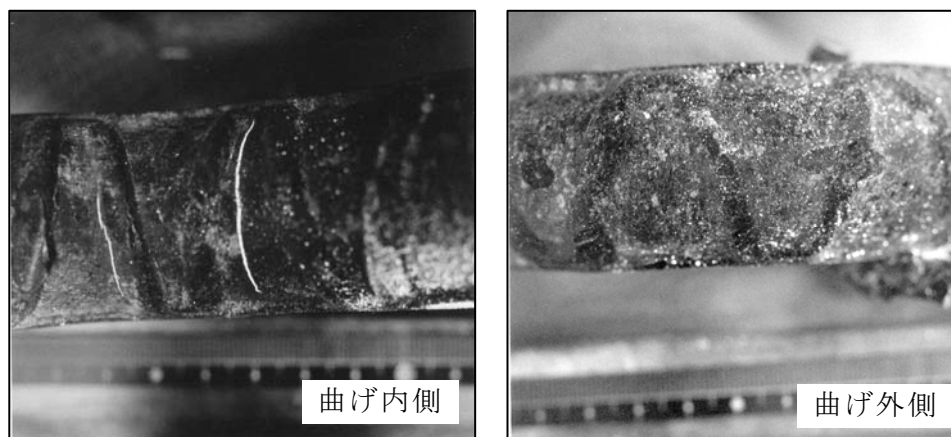


曲げ内側

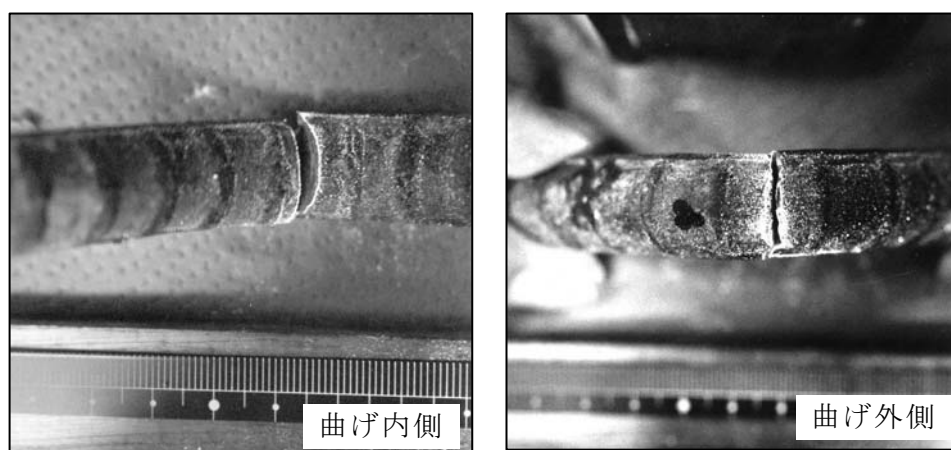
図 3-3-2 き裂鉄筋の外観

② 磁粉探傷試験

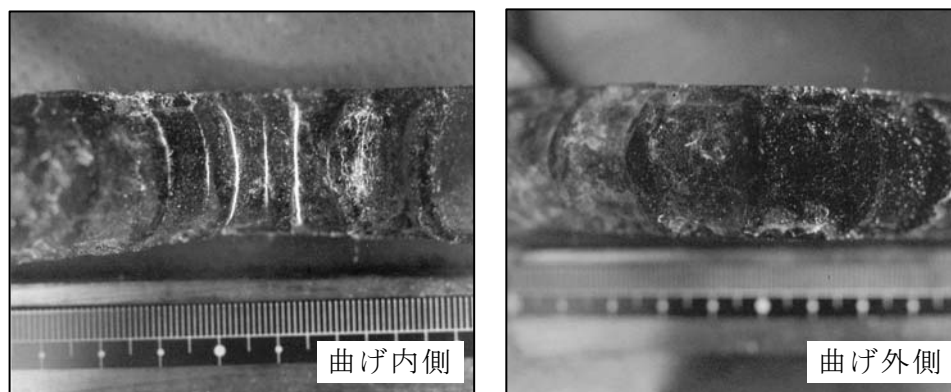
極間法による磁粉探傷試験結果を図 3-3-3 に示す。図中の白く細い線状に光る部分がき裂を表わしている。き裂を目視できた供試材では、曲げ内側の節の付根に 2～3 箇所のき裂が検出され、曲げ外側には検出されなかった。松 P490-28 (D16) では、破断部分以外には曲げ内側、曲げ外側ともにき裂は認められなかった。



松 P486-19 (D32)



松 P490-28 (D16)



神 P105-大 5 (D22)

図 3-3-3 極間法による磁粉探傷試験結果

③ 化学成分分析

化学成分分析結果を表3-3-2に示す。分析は各橋脚で1本の供試材で行ったが、同じ橋脚で鉄筋径が異なるものは各々の鉄筋径で分析を行った。分析結果からいずれの供試材もJIS G 3112 鉄筋コンクリート用棒鋼のSD295AまたはSD295Bに相当すると推定され、すべて規格値の範囲内であった。

表 3-3-2 化学成分分析結果 (mass%)

	C	Si	Mn	P	S	Cu	Ni	Cr	Mo	Al	N
松P486-1 D32	0.30	0.22	0.82	0.037	0.012	0.39	0.10	0.15	0.02	0.004	0.0136
松P490-42 D16	0.29	0.17	0.70	0.036	0.022	0.27	0.12	0.16	0.03	0.004	0.0098
神P105-大5 D22	0.22	0.39	0.88	0.025	0.032	0.21	0.13	0.21	0.04	0.005	0.0094
神P105-神7' D16	0.29	0.24	0.76	0.026	0.040	0.44	0.11	0.09	0.02	0.004	0.0090
西P5-20 D16	0.27	0.27	0.82	0.024	0.040	0.29	0.11	0.11	0.02	0.005	0.0117
西P54-8 D16	0.26	0.21	0.67	0.028	0.030	0.27	0.12	0.13	0.03	0.005	0.0122
平均値	0.27	0.25	0.77	0.029	0.029	0.31	0.11	0.14	0.02	0.004	0.0109
JIS G 3112 SD295A	—	—	—	≤ 0.050	≤ 0.050	—	—	—	—	—	—
JIS G 3112 SD295B	≤ 0.27	≤ 0.55	≤ 1.50	≤ 0.040	≤ 0.040	—	—	—	—	—	—
JIS G 3112 SD345	≤ 0.27	≤ 0.55	≤ 1.60	≤ 0.040	≤ 0.040	—	—	—	—	—	—

さらに、阪神高速道路以外の構造物から採取した破断鉄筋および1980年代の鉄筋の化学成分を表3-3-3に示す。

表 3-3-3 化学成分分析結果 (mass%)

	C	Si	Mn	P	S	Cu	Ni	Cr	Mo	Al	N
阪神高速道路平均値	0.27	0.25	0.77	0.029	0.029	0.31	0.11	0.14	0.02	0.004	0.0109
能登有料道路D16 ⁴⁾	0.25	0.28	0.75	0.012	0.018	0.35	0.11	0.12	0.02	0.004	0.0094
能登有料道路D32 ⁴⁾	0.28	0.18	0.73	0.018	0.026	0.45	0.10	0.18	0.01	0.002	0.0103
1980年代電炉鉄筋 ⁵⁾	0.25	0.18	0.90	0.028	0.032	0.31	0.08	0.14	—	—	0.0109
1980年代高炉鉄筋 ⁵⁾	0.25	0.29	1.39	0.029	0.025	0.01	0.02	0.03	—	—	0.0042
JIS G 3112 SD295A	—	—	—	≤ 0.050	≤ 0.050	—	—	—	—	—	—
JIS G 3112 SD295B	≤ 0.27	≤ 0.55	≤ 1.50	≤ 0.040	≤ 0.040	—	—	—	—	—	—

いずれの鉄筋も JIS G 3112 鉄筋コンクリート用棒鋼の SD295A または SD295B に相当すると推定され、すべて規格値の範囲内である。規格化されていない Cu, Ni, Cr, N の含有量は高炉鉄筋と比較すると多いことが特徴であり、阪神高速道路および能登有料道路の破断鉄筋は、1980 年代の電炉鉄筋の化学成分の含有量と同様の値であることから電炉鉄筋と推定される。

④ 鉄筋の形状調査

1) 曲げ内半径の測定

曲げ内半径の測定状況を図 3-3-4 に、測定結果を表 3-3-4 に示す。鉄筋の曲げ加工部に R ゲージを沿わす方法による測定では、節の突起により R ゲージと曲げ内半径が合致しない部分も見られ、正確に測定できない場合も生じる。測定値は規定値を $2d$ (d は鉄筋の公称直径) とすると、すべて小さい値であり、神 P105 では $1.2d$ 程度とかなり小さい値となっており、供試材はすべてき裂が生じていた。



松 P486-19 (D32) $r = 56\text{mm}$



松 P490-28 (D16) $r = 27\text{mm}$



神 P105-大 11 (D22) $r = 27\text{mm}$

図 3-3-4 曲げ半径測定状況

表 3-3-4 曲げ半径測定結果

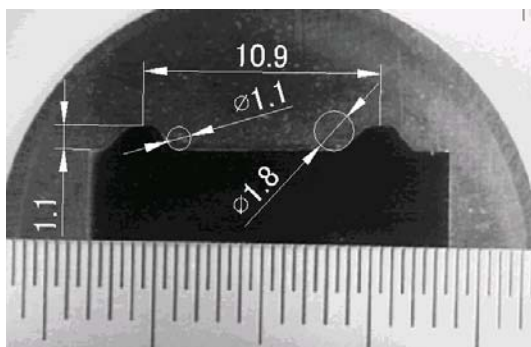
供試材の記号	サイズ	公称直径	曲げ半径		JIS G 3112
松 P486-19	D32	31.8mm	56mm	1.8d	曲げ角度 180 度 公称直径の 2 倍以上
神 P105-大 11	D22	22.2mm	27mm	1.2d	
松 P490-28	D16	15.9mm	27mm ^{*1}	1.7d	曲げ角度 180 度 公称直径の 1.5 倍以上

*1 破断鉄筋につき正確に測定できなかった。

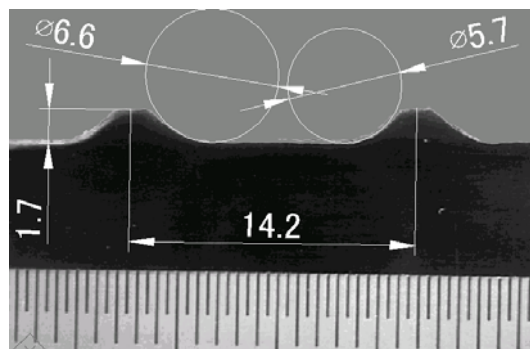
2) 節形状の測定

松P490 (D16), 神P105 (D22)および現行市販品の鉄筋の節形状測定結果を図3-3-5に示す。節間隔および節の高さはJIS G 3112の規定値*1を満足するが、節の付根のR形状に大きな違いがあり、松P490(D16)では $\phi 1.1$ mmと $\phi 1.8$ mm (現行市販品D16 A社8.1mm, B社9mm), 神P105 (D22)では $\phi 5.7$ mmと $\phi 6.6$ mm (現行市販品D22 C社14.8mm, D社15.7mm)であり、現行市販品と比べると小さい値となっていた。

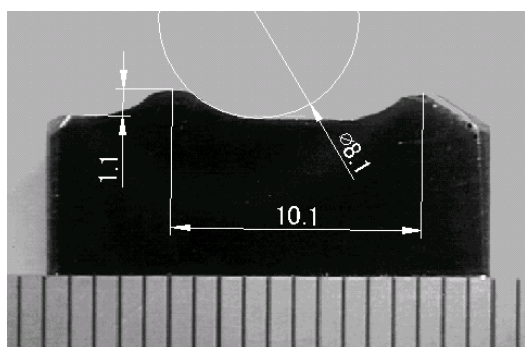
*1 JIS G 3112 の寸法規定 (D16 の場合): 節の平均間隔の最大値: 11.1mm 節の高さ: 0.7mm~1.4mm
(D22 の場合): 節の平均間隔の最大値: 15.5mm 節の高さ: 1.1mm~2.2mm



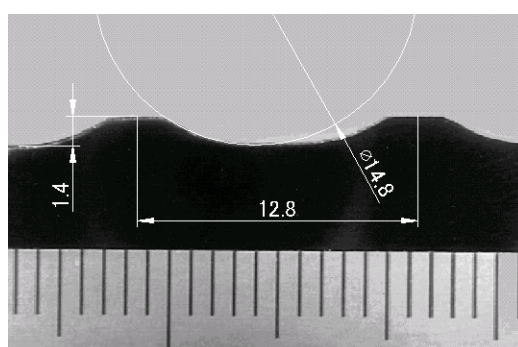
松 P490 (D16)



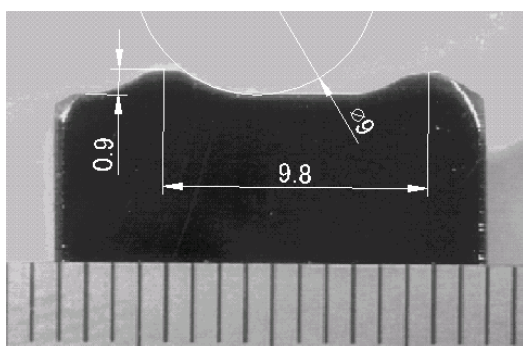
神 P105 (D22)



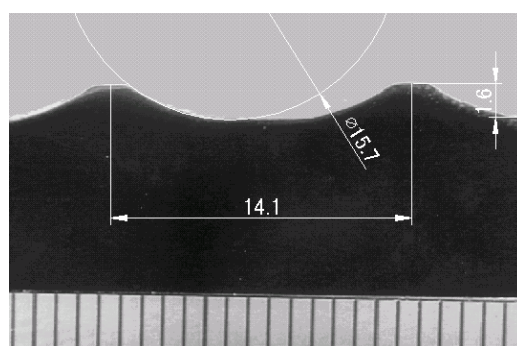
現行市販品 (A 社) (D16)



現行市販品 (C 社) (D22)



現行市販品 (B 社) (D16)



現行市販品 (D 社) (D22)

(単位:mm)

図 3-3-5 節形状測定結果(損傷鉄筋および現行市販品)

⑤ 硬さ試験(ビッカース硬さ)

鉄筋の曲げ加工部と直線部におけるビッカース硬さの測定位置を図 3-3-6 に、硬さ測定結果を図 3-3-7～図 3-3-9 に示す。曲げ加工部のビッカース硬さは、曲げ内側と曲げ外側は中心部と比較して 50HV10、直線部と比較して 90 HV10 程度高くなり、加工硬化による硬度上昇が確認できた。なお、松 P486、松 P490、神 P105 の直線部においても曲げ内側と曲げ外側の硬さが上昇しているものがあるが、測定位置が曲げ加工部の近傍であったため、曲げ加工の影響によるものと考えられる。曲げ部内側の硬さから、この部位の引張強さを鋼のビッカース硬さに対する近似的換算値⁹⁾を用いて換算すると、ビッカース硬さ 240～260HV10 は、765～825MPa 程度の引張強さに相当することが考えられる。

図・表中の D は鉄筋の呼び径を表わす。

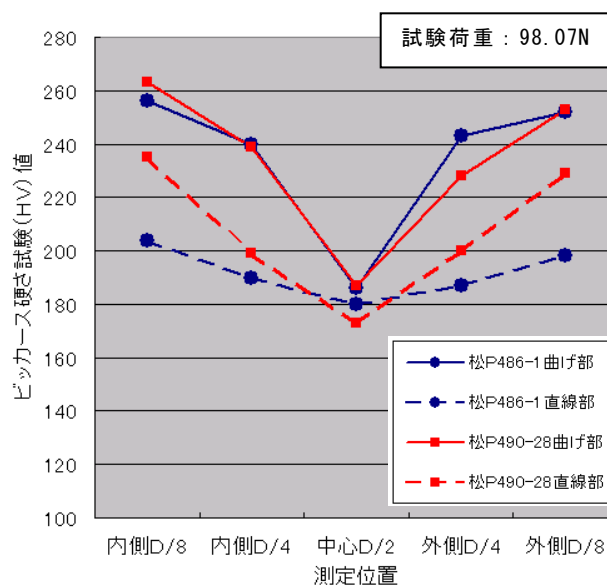
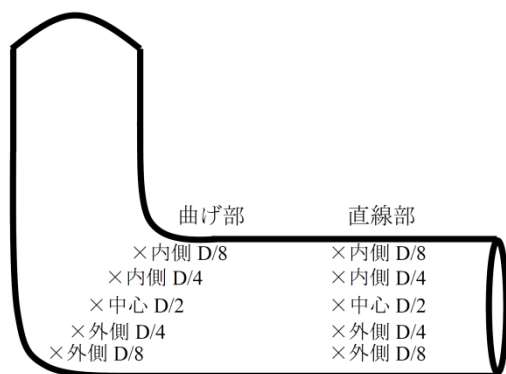


図 3-3-6 ビッカース硬さ測定位置 図 3-3-7 硬さ測定結果(松 P486-1, 松 P490-28)

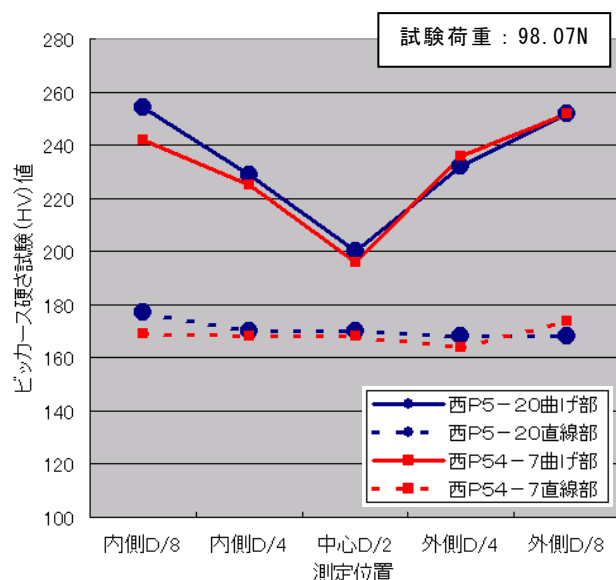


図 3-3-8 硬さ測定結果(西 P5, 西 P54)

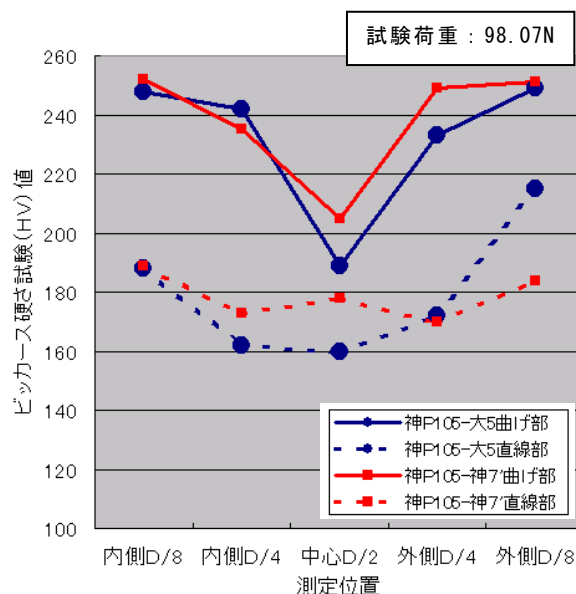


図 3-3-9 硬さ測定結果(神 P105)

⑥ 光学顕微鏡観察

1) 松原線

松 P486-19 (D32)

観察位置を図3-3-10に，組織観察結果を図3-3-11に示す．組織はフェライト・パーライトであった．

曲げ内側にはき裂が発生しており，き裂の入口付近では段差が生じていたことから，せん断応力によるすべり変形が生じたことも考えられる．き裂の先端では結晶粒内をき裂が進展していることが確認できた．

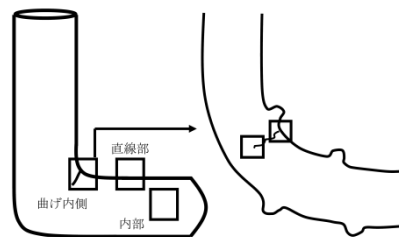


図 3-3-10 観察位置

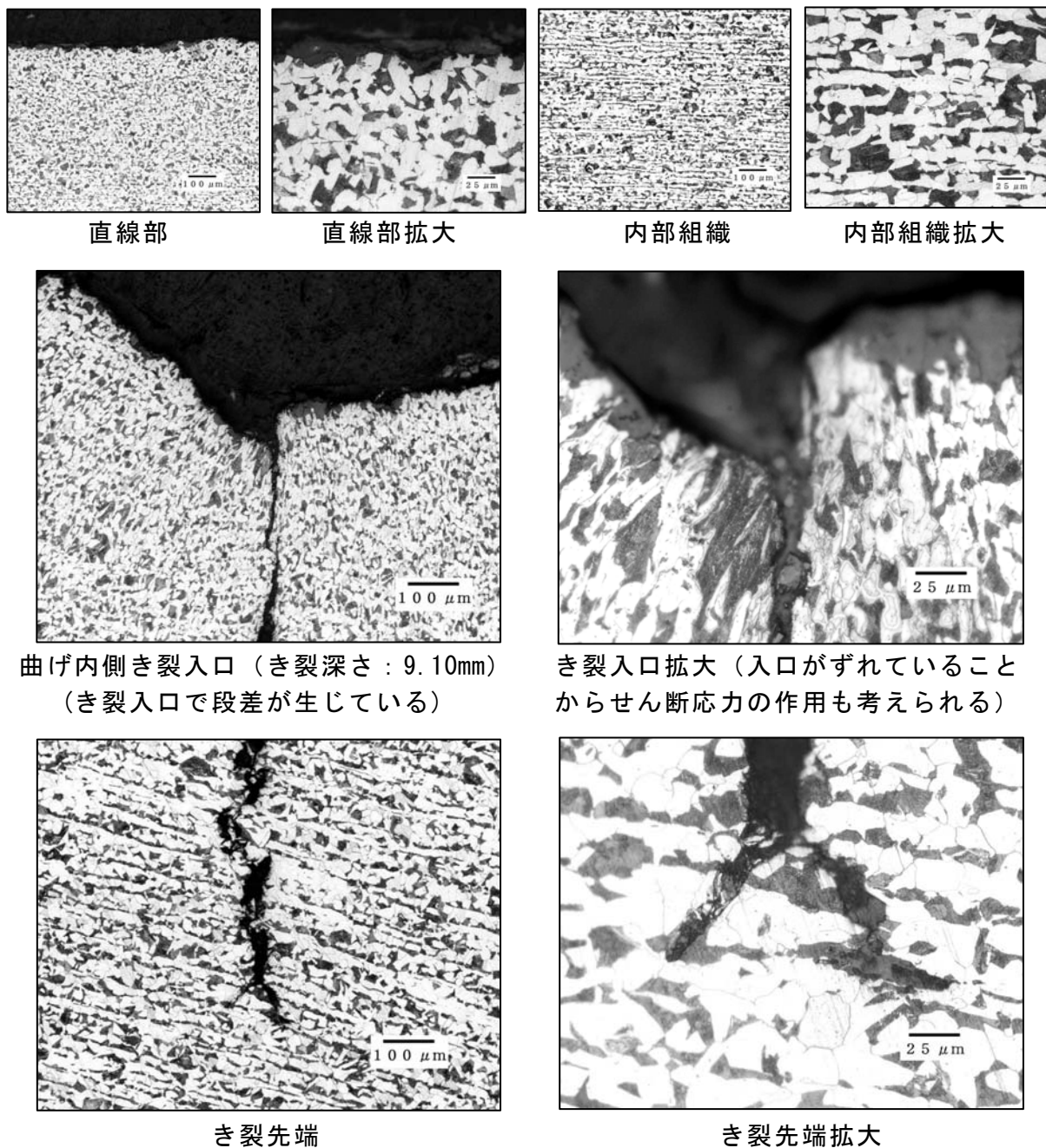


図 3-3-11 組織観察結果

2) 神戸線

a. 西 P5-20 (D16)

観察位置を図3-3-12に，組織観察結果を図3-3-13に示す．組織はフェライト・パーライトであった．

曲げ内側にはき裂が発生しており，き裂の入口付近の組織は曲げ内側で大きな圧縮力を受けた様相が確認できた．き裂の入口は約 $150\mu\text{m}$ 開いているのが観察でき，き裂の先端は鈍化の状態で停止していた．

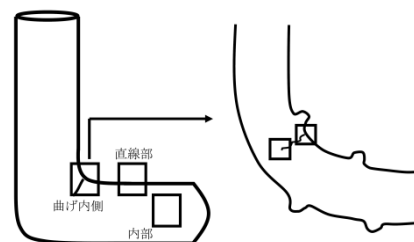


図 3-3-12 観察位置

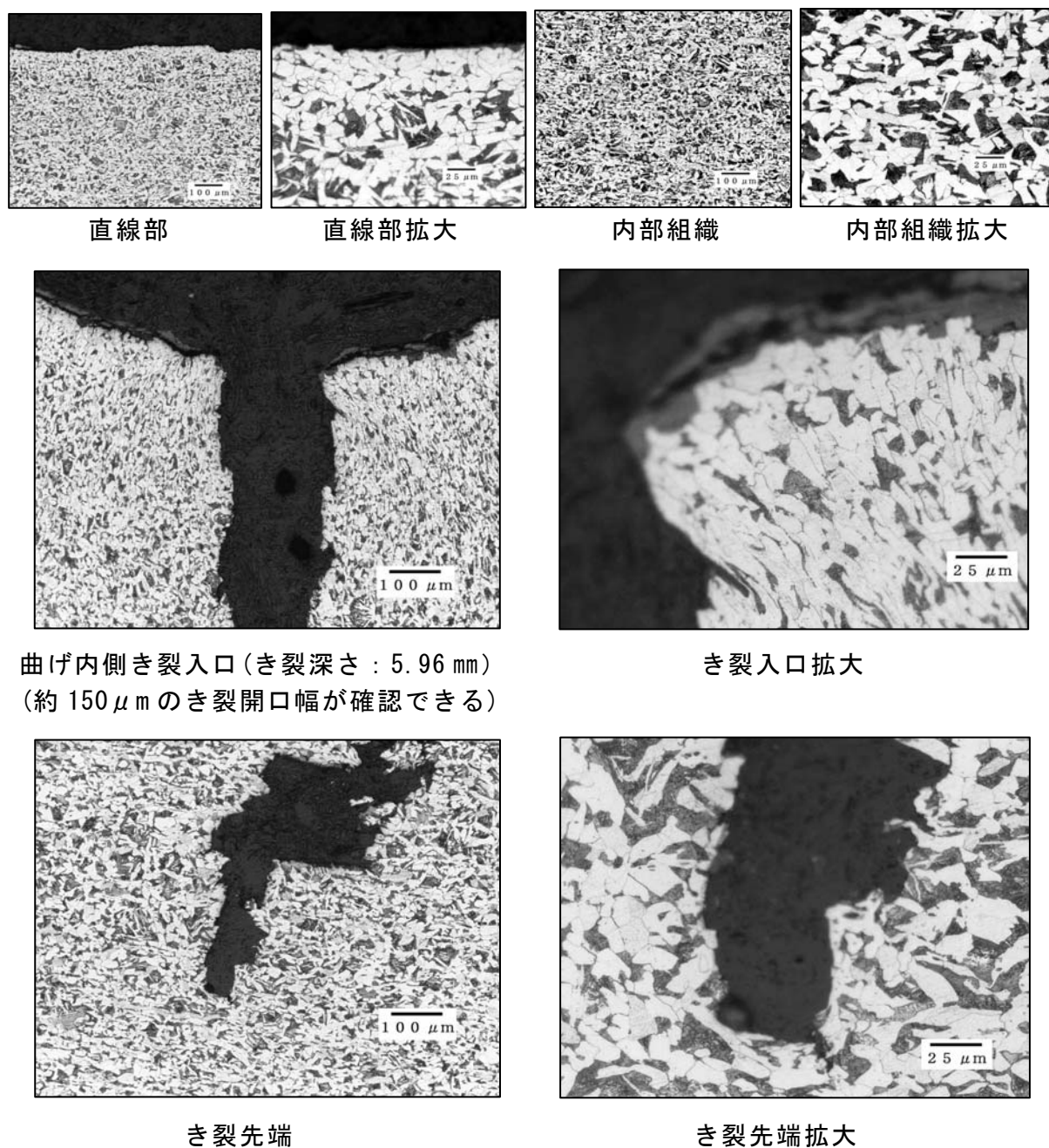


図 3-3-13 組織観察結果

b. 神 P105-大 5 (D22)

観察位置を図3-3-14に，組織観察結果を図3-3-15に示す．組織はフェライト・パーライトであった．

曲げ内側にはき裂が発生しており，き裂の入口付近の組織は曲げ内側で大きな圧縮力を受けた様相が確認できた．き裂は結晶粒内を進展していることが確認できた．

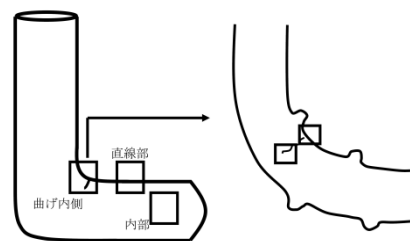


図3-3-14 観察位置

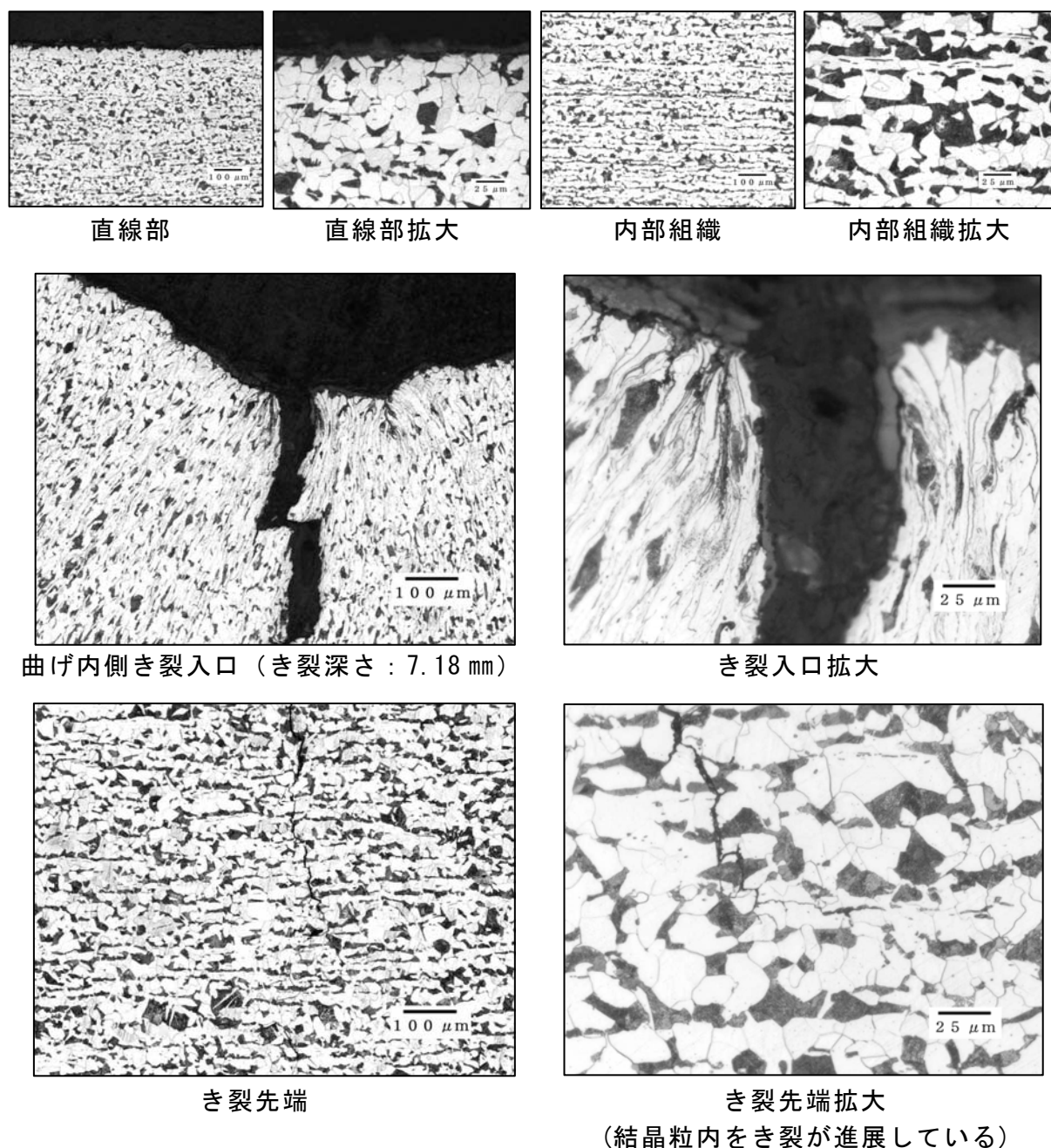


図 3-3-15 組織観察結果

c. 神 P105-神 7' (D16)

観察位置を図3-3-16に、組織観察結果を図3-3-17に示す。組織はフェライト・パーライトであった。

曲げ内側にはき裂が発生しており、き裂の入口付近の組織は曲げ内側で大きな圧縮力を受けた様相が確認できた。き裂の入口付近では段差が生じていたことから、せん断応力によるすべり変形が生じたことも考えられる。き裂は結晶粒内を進展していることが確認できた。

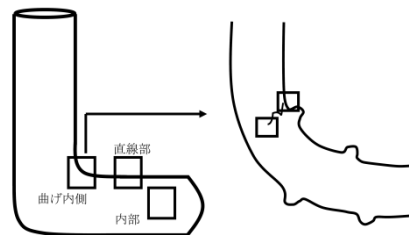


図3-3-16 観察位置

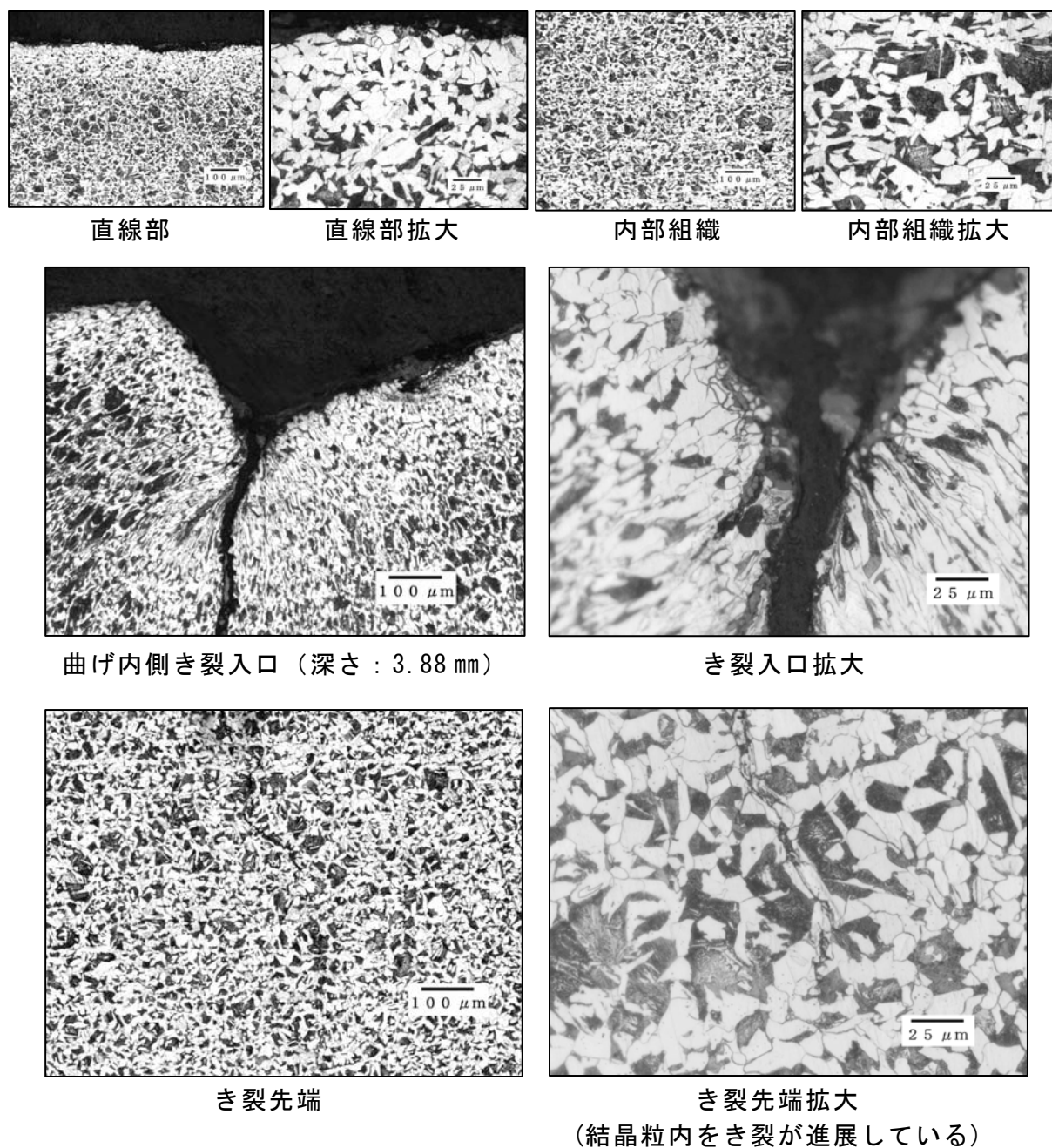


図 3-3-17 組織観察結果

⑦ 電子顕微鏡観察(破面観察)

鉄筋の破断機構を解明するためには、材料特性や実構造物の環境の調査、鉄筋破断の様相を詳細に調べることが不可欠である。破面観察をもとに破壊情報を抽出し、破壊の原因や機構を解明する破壊解析手法をフラクトグラフィという。これはき裂の発生・進展、さらに最終破壊に対応して、それぞれの破壊機構に特有の破面が現れることを用いるものであり、それぞれの破壊機構に対応した破面様相と材料、環境、応力条件をもとに破壊のシナリオを推定するものである^{7), 8)}。以下に破断した鉄筋の走査型電子顕微鏡 (SEM=Scanning Electron Microscope)⁷⁾を用いて観察した結果を示す。

1) 松原線

a. 松P486-1

松P486-1 (D32)の破断鉄筋の外観を図3-3-18に、破面マクロ写真を図3-3-19に示す。この鉄筋は橋脚はり端部の主鉄筋の曲げ加工部で破断していたものであり、節形状は通常の竹節状とは異なり波節状であった。破断面は平坦で光沢のある粒状破面であり、塑性変形はほとんど見られず脆性的に破壊した様相であった。延性破壊に見られるような外周の最終破壊部に観察されるシャーリップ(せん断破壊部に生じる引張軸方向に対して約45°傾いた破面)⁷⁾もほとんど認められなかった。曲げ内側の節の付根付近がき裂発生の起点であり、起点から約5mmの領域まで腐食していた。き裂の起点から曲げ外側に向かって放射状模様(ラジアルマーキング)⁸⁾が認められ、き裂の伝播方向がうかがえる。破面をSEM観察した結果を図3-3-20～図3-3-23に示す。き裂の起点部近傍およびき裂進展領域では、図3-3-20～図3-3-22に示すように擬へき開割れまたはへき開割れであった。起点から約10mmの領域(金属光沢部分)では、図3-3-23に示すようにへき開割れであった。北陸地方の鉄筋破断事例⁴⁾で確認された、へき開破面中に混在するディンプル破面の領域は確認できなかった。



図3-3-18 破断鉄筋の外観



図3-3-19 破面マクロ写真

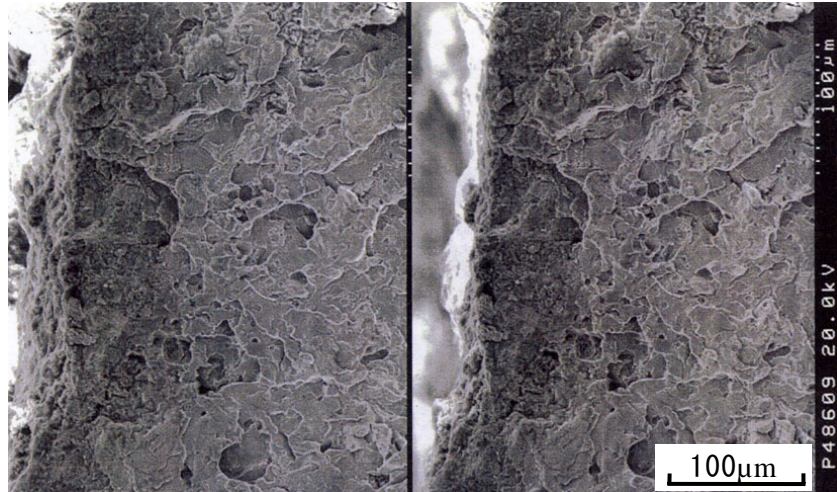


図3-3-20 き裂の起点部／ステレオ写真
(写真左側が鉄筋表面の起点部側)



図3-3-21 起点部 (起点より0.4mm)／ステレオ写真
(写真左側が鉄筋表面の起点部側)

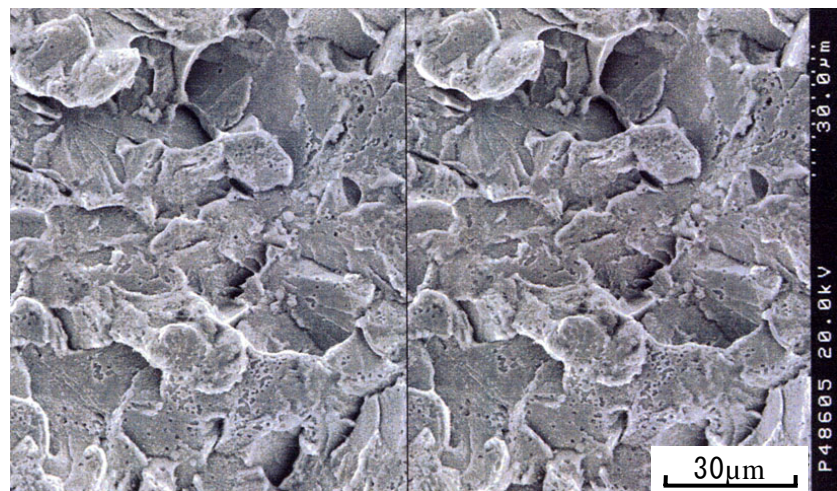


図3-3-22 黒色部分 (起点より3.0mm)／ステレオ写真
(写真左側が鉄筋表面の起点部側)

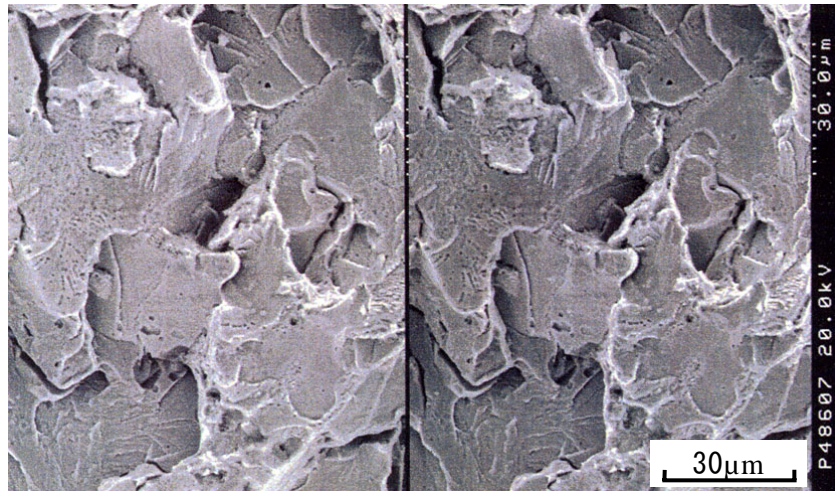


図3-3-23 金属光沢の部分（起点より10.0mm）／ステレオ写真
（写真左側が鉄筋表面の起点部側）

b. 松 P490-42

松P490-42 (D16)の破断鉄筋の外観を図3-3-24に、破面マクロ写真を図3-3-25に示す。この鉄筋は橋脚はりのスターラップの曲げ加工部で破断していたものであり、節形状は竹節状であった。破断面は平坦で塑性変形はほとんど見られず、ぜい性的に破壊した様相であった。外周の最終破壊部にシャーリップも認められなかった。曲げ内側の節の付根付近がき裂発生起点であり、き裂の起点部付近から左斜め下方向のラインを境界に放射状模様の子が若干変化しているが、その境界線上にディンプル破面の領域は確認できなかった。

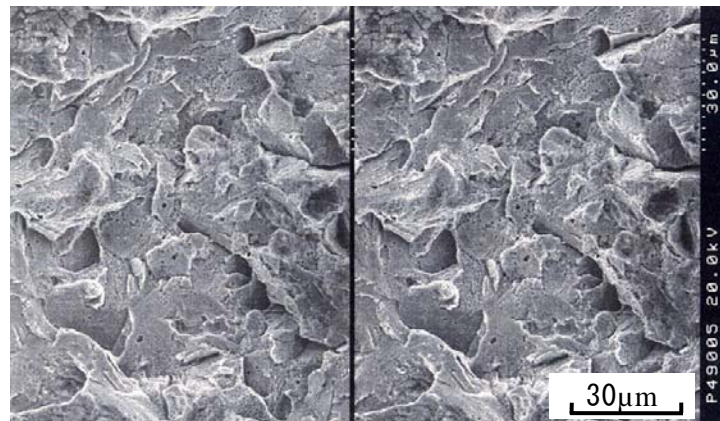


3-3-24 破断鉄筋の外観

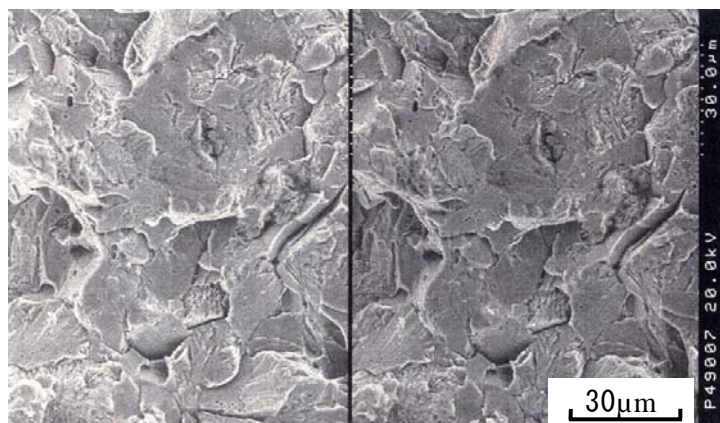


図3-3-25 破面マクロ写真

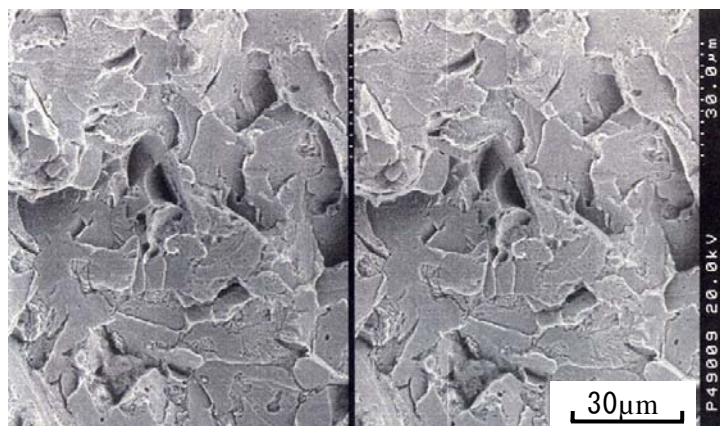
破面をSEM観察した結果を図3-3-26～図3-3-28に示す。き裂の起点部近傍およびき裂進展領域では、図3-3-26と図3-3-27に示すように擬へき開割れまたはへき開割れであった。起点から約8mmの領域では、図3-3-28に示すようにへき開割れであった。へき開破面中に混在するディンプル破面の領域は確認できなかった。



3-3-26 起点部（起点部より0.5mm）／ステレオ写真
（写真左側が鉄筋表面の起点部側）



3-3-27 起点部（起点部より2.0mm）／ステレオ写真
（写真左側が鉄筋表面の起点部側）



3-3-28 中央部（起点より8.0mm）／ステレオ写真
（写真左側が鉄筋表面の起点部側）

2) 神戸線

a. 西P54-8

西P54(D16)の破断鉄筋の外観を図3-3-29に、破面マクロ写真を図3-3-30に示す。この鉄筋は橋脚はりのスターラップの曲げ加工部で破断していたものであり、節形状は竹節状であった。破断面は平坦で粒状破面であり、塑性変形はほとんど見られずぜい性的に破壊した様相であり、全面的に後腐食を受けていた。曲げ内側の節の付根付近がき裂発生起点であり、曲げ外側に向かって放射状模様が認められ、き裂の伝播方向がうかがえる。外周の最終破壊部にはシャーリップがわずかに認められた。破面をSEM観察した結果を図3-3-31～図3-3-35に示す。き裂発生起点部の低倍率破面写真を図3-3-31に、図3-3-32と図3-3-33に起点部の破面写真を示す。き裂の起点部には付着物観察され、酸洗いにより付着物を除去すると、き裂の起点部近傍およびき裂進展領域では、擬へき開割れまたはへき開割れであった。起点から約12mmの領域では、図3-3-34に示すようにへき開割れであった。へき開破面中に混在するディンプル破面の領域は確認できなかった。シャーリップが観察された部分では、図3-3-35に示すように延性的に破壊した破面である伸長ディンプルが認められ、最終破壊部ではせん断破壊が生じたことがわかる。



図 3-3-29 破断鉄筋の外観 (D16)



図 3-3-30 破面のマクロ写真

鉄筋表面



図 3-3-31 き裂発生の起点部の低倍率破面写真

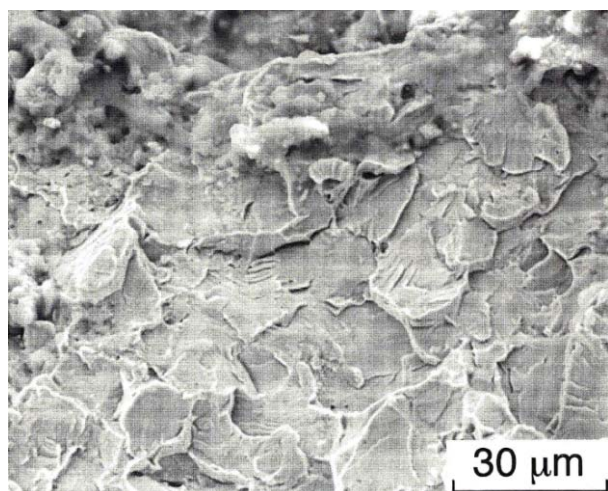


図 3-3-32 酸洗い処理なしで観察した起点

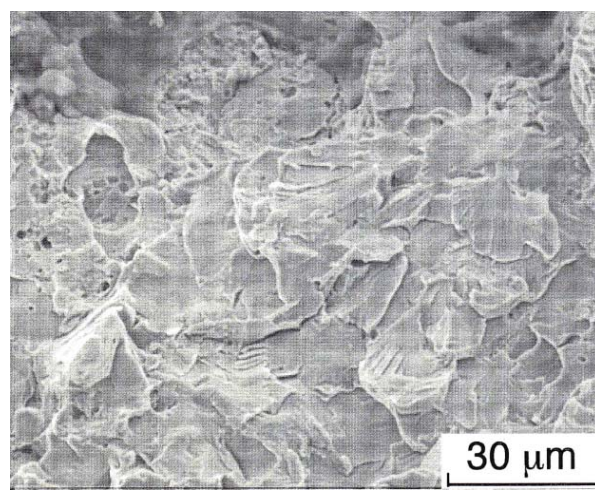


図 3-3-33 酸洗い後の起点付近の破面

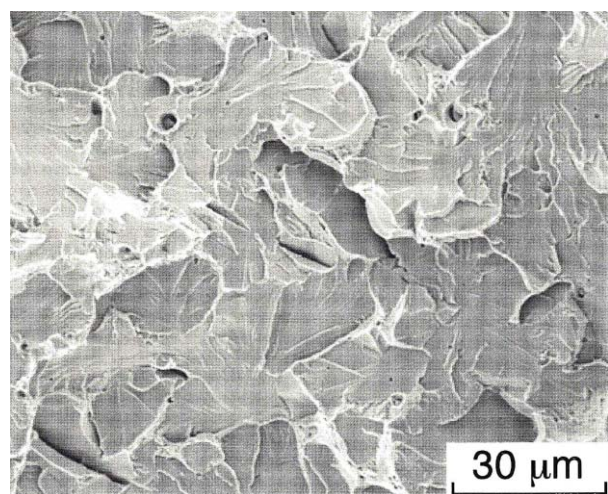


図 3-3-34 起点部より約 12mm 内側の破面

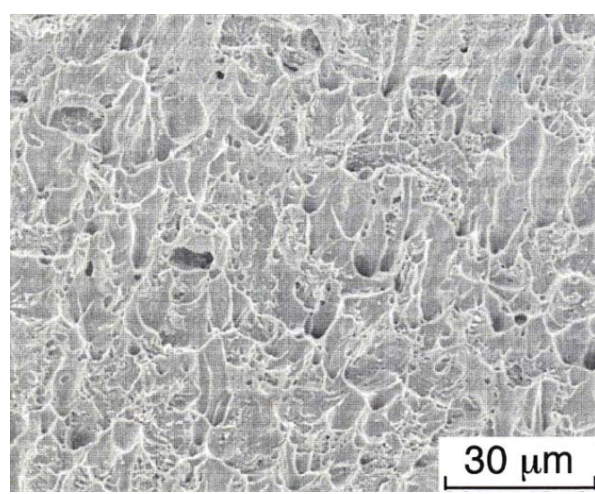


図 3-3-35 シャーリップ部分の破面

b. 神P105-神17

神P105-神17(D22)の破断鉄筋の外観を図3-3-36に、破面マクロ写真を図3-3-37に示す。この鉄筋は橋脚はりのスターラップの曲げ加工部でき裂が生じていたもので、液体窒素で冷却し強制的に破断させて破面観察を行った。き裂発生起点から7mm程度の色が濃くなっている破面がき裂の進展領域で腐食していた。この部分以外の金属光沢のあるところが強制破断させた破面である。き裂の起点より4～5mmの位置で破面の様相が変化していることがわかる。破面をSEM観察した結果を図3-3-38～図3-3-41に示す。き裂の起点部近傍およびき裂進展領域では、図3-3-38～図3-3-40に示すように擬へき開割れまたはへき開割れであった。破面の様相が変化していたき裂の起点より4～5mmの位置では、図3-3-41に示すように擬へき開割れまたはへき開割れの破面中にある帯状のディンプル破面の領域が認められ、北陸地方の破断事例⁴⁾と同様の様相が確認された。阪神高速道路の事例ではディンプル破面の領域が認められものはこの鉄筋のみであった。

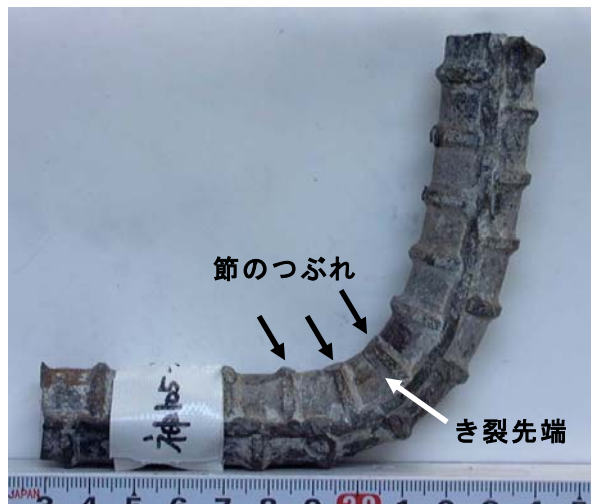


図 3-3-36 破断鉄筋の外観 (D22)



図 3-3-37 破面のマクロ写真破面

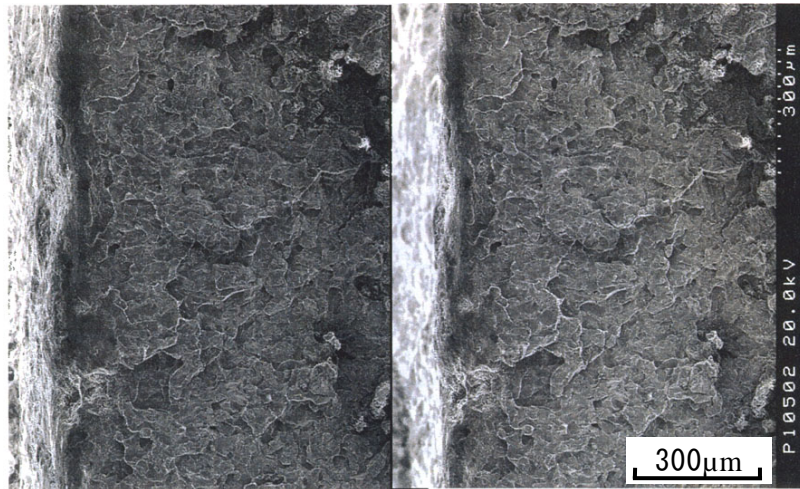


図 3-3-38 起点部／ステレオ写真
(写真左側が鉄筋表面の起点部側)

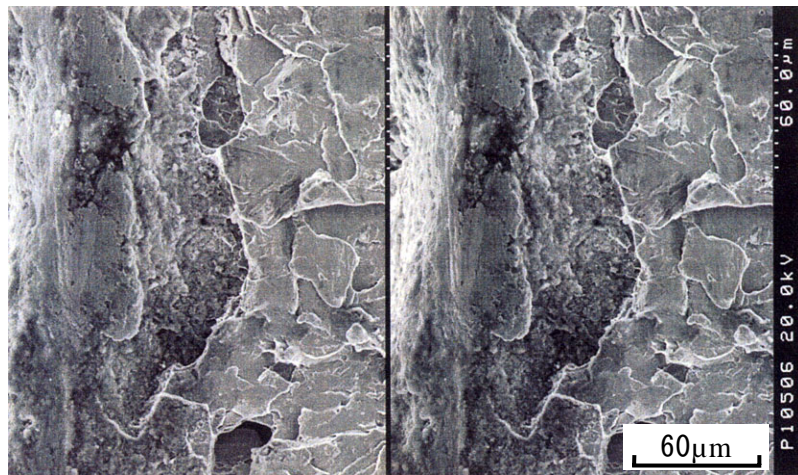


図 3-3-39 起点部拡大／ステレオ写真
(写真左側が鉄筋表面の起点部側)

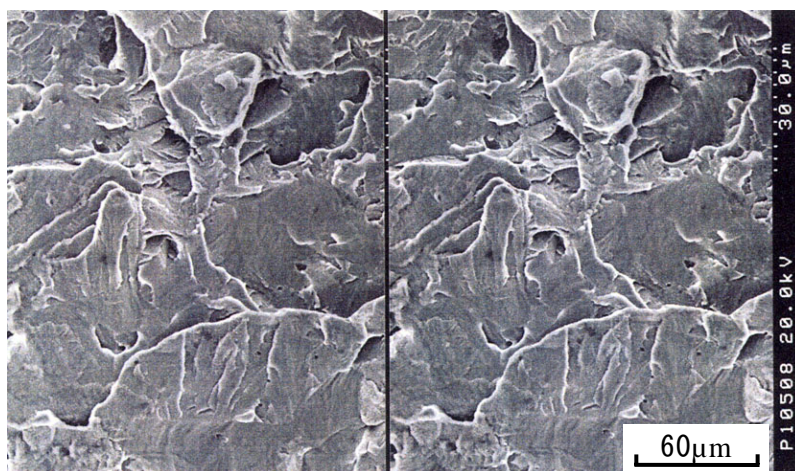


図 3-3-40 起点部（起点より0.20mm）／ステレオ写真
(写真左側が鉄筋表面の起点部側)

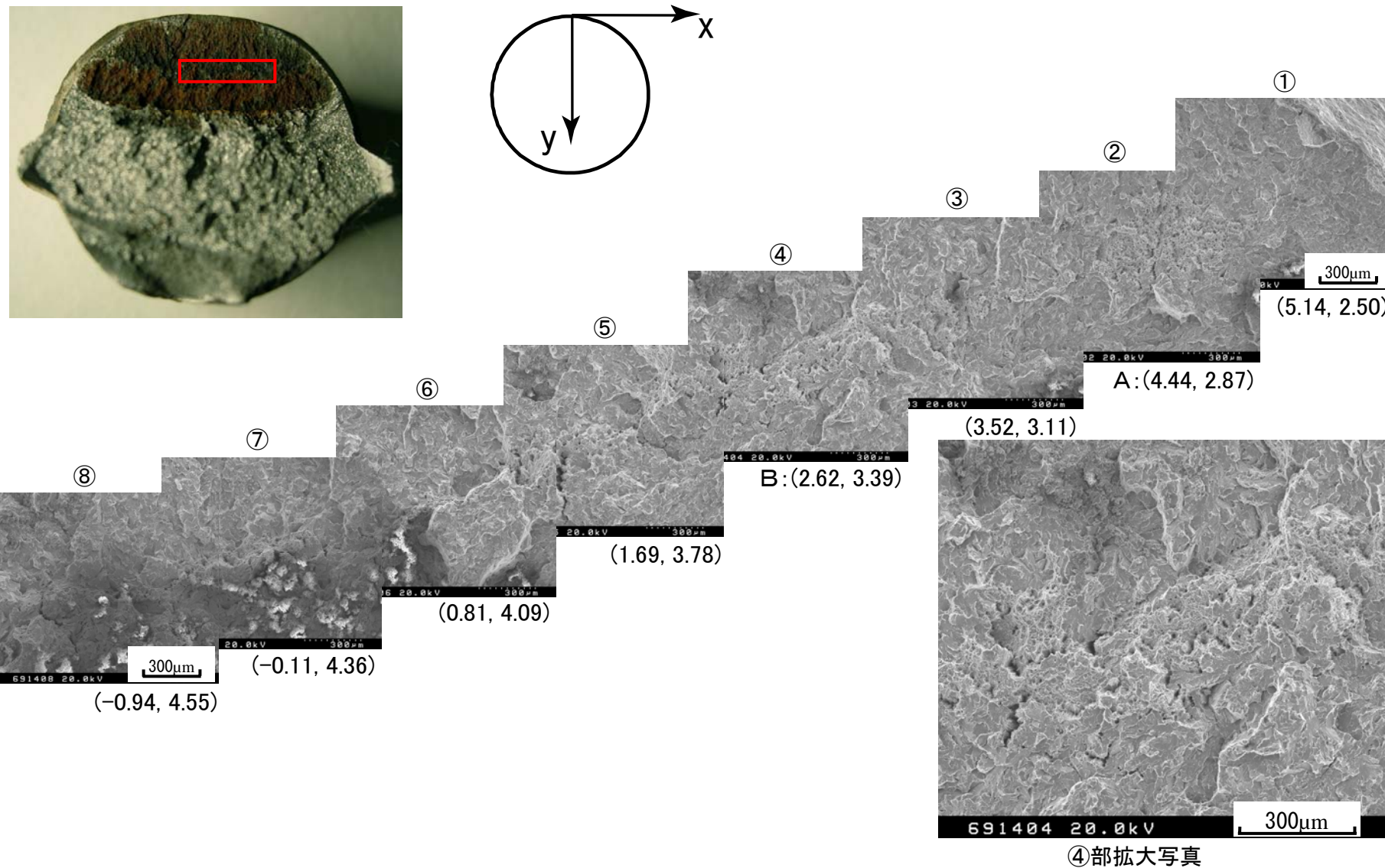


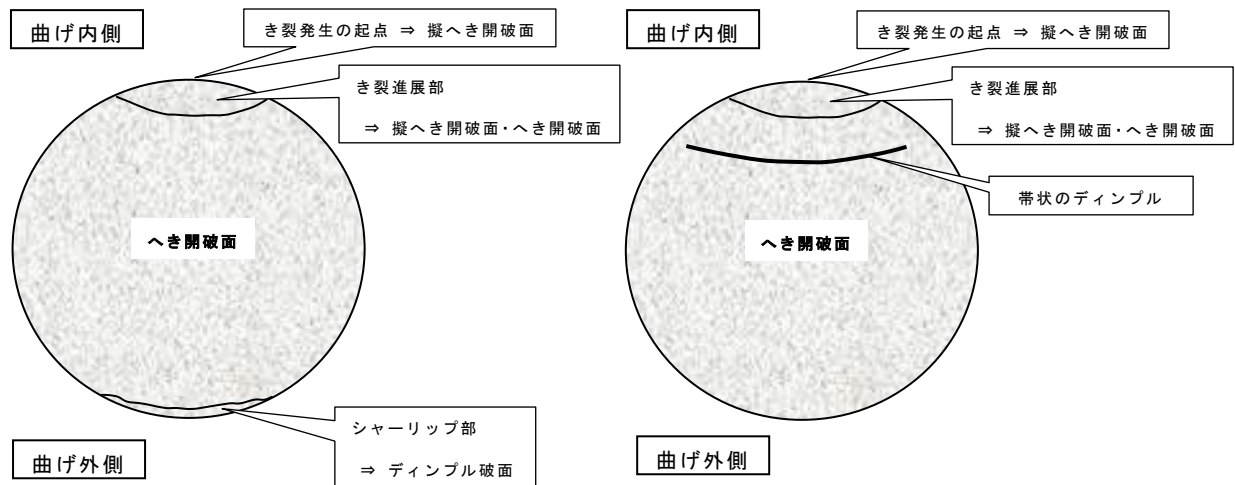
図 3-3-41 き裂の起点より4~5mmの位置にあるディンプル破面

3) 破面の特徴

阪神高速道路における破断鉄筋の破面の特徴を整理すると以下のとおりである。

- ① 破断面は平坦で塑性変形はほとんど見られずぜい性破壊の様相であること。
- ② き裂は曲げ加工の内側から発生・伝播すること。
- ③ 破面は擬へき開割れとへき開割れが支配的であること。
- ④ 北陸地方の事例などで観察されている、へき開破面中におけるディンプル破面の領域が観察されたものは6例中1例だけであること。
- ⑤ 最終破壊部のシャーリップは狭い領域に限定され、その部分ではディンプルが観察されること。

以上の特徴を図示すると図 3-3-42 のように2つのパターンに分類できる。



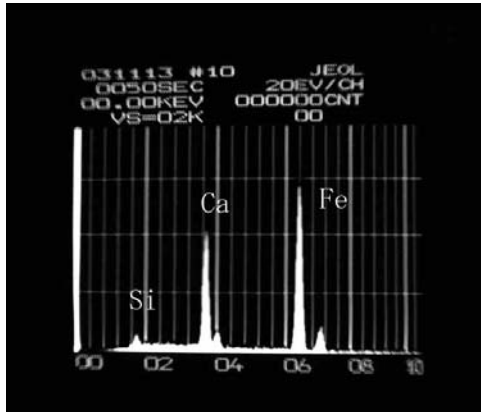
(a) 擬へき開・へき開破面支配型

(b) 擬へき開・へき開破面
+ 帯状ディンプル破面領域介在型
(神 P105-神 17(D22) 1 例のみ)

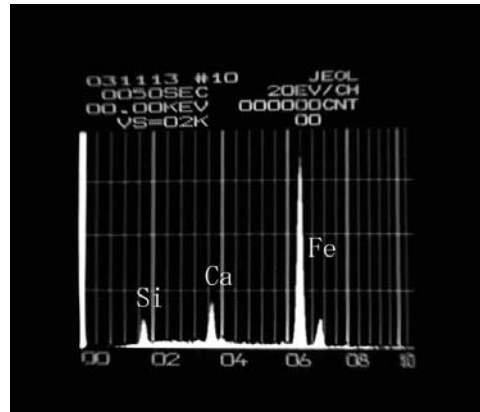
図 3-3-42 阪神高速道路における破断鉄筋の破面の特徴

⑧ 表面 EPMA 定性分析

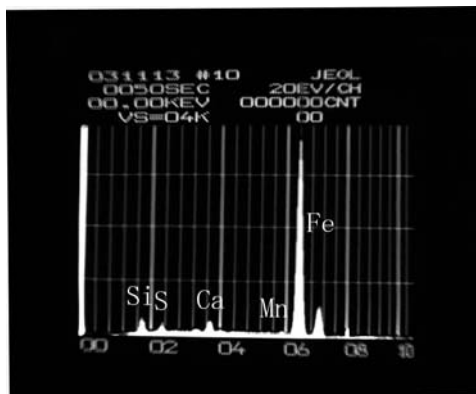
鉄筋の破断面の表面について、電子線マイクロアナライザ(EPMA=Electron Probe Micro-Analysis)定性分析により、主に腐食生成物の有無について確認した結果を図 3-3-43 に示す。この結果から、起点部よりコンクリートの成分である Ca、Si などが検出されたことにより、コンクリート打設時にすでにき裂が入っていた可能性も考えられる。



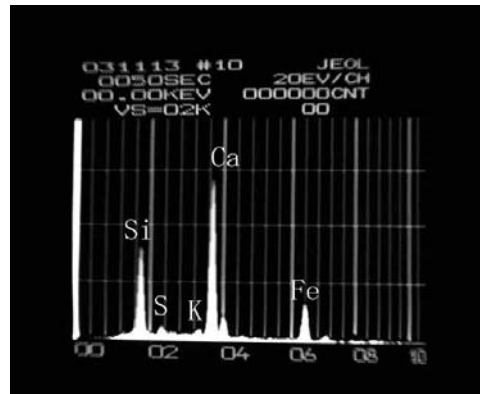
松 P490-42



松 P490-38



神 P105-大 11



西 P54-8

図 3-3-43 鉄筋の破断面の EPMA 分析結果

3. 3. 2 まとめ

アルカリ骨材反応により劣化したコンクリート中において、き裂や破断が生じていた供試材の特徴を調査した。得られた結果をまとめると以下のとおりである。

- (1) いずれの供試材も曲げ加工部付近に軽微な腐食が見られ、曲げ外側と比較して曲げ内側の腐食様相が濃く認められた。腐食は節のつぶれ付近に発生していた。
- (2) 鉄筋破断は、曲げ加工部で生じており、き裂は曲げ内側の節の付根付近から発生していた。
- (3) 化学成分は Cu, Ni, Cr, N の量が高炉鉄筋と比較すると多いことが特徴である。
- (4) 曲げ半径の最小値は 1.2d 程度のものが確認された。
- (5) き裂または破断が生じていた鉄筋の節形状は、現行市販品と比べると節の付根の曲率半径が小さかった。

- (6) 曲げ加工部では加工硬化が確認され、曲げ内側と曲げ外側は中心部と比較して 50HV10 程度、直線部と比較して 90HV10 程度の硬度上昇が確認できた。
- (7) 破面は平坦で塑性変形はほとんど見られず、ぜい性破壊の様相である擬へき開割れとへき開割れが支配的であった。
- (8) へき開破面中にディンプル破面の領域が観察されたものは 6 例中 1 例であった。
- (9) 起点部よりコンクリートの成分である Ca, Si などが検出されたことにより、コンクリート打設時に既にき裂が入っていたことも考えられる。

3. 4 結言

第 3 章では、アルカリ骨材反応による鉄筋破断が生じた構造物の実態を明らかにするために、阪神高速道路の橋脚の事例を調査して特徴を整理した。得られた結果をまとめると以下のとおりである。

- (1) 鉄筋破断が生じていた橋脚はり部の最大ひび割れ幅は 5.0mm～18.0mm であり、破断位置の近傍に特徴的なひび割れとして現れていた。
- (2) コンクリート中の塩化物イオン量は、一部の橋脚を除き鋼材腐食発生限界濃度の 1.2 kg/m^3 以下の値であった。しかし、鉄筋の腐食は、ごく表面的な腐食または浅い孔食等の断面欠損の軽微な腐食の範囲にあった。
- (3) 鉄筋破断は、曲げ加工部で生じており、き裂は曲げ内側の節の付根付近から発生していた。
- (4) 破断した鉄筋の特徴は、節の付根の曲率半径が現行市販品と比較すると小さく、曲げ半径が規定値より小さい傾向があった。曲げ加工部は加工硬化が確認できた。
- (5) 破面は平坦で塑性変形はほとんど見られず、ぜい性破壊の様相である擬へき開割れとへき開割れが支配的であった。北陸地方の事例などで観察されているへき開破面中におけるディンプル破面の領域が観察されたものは 1 例のみであった。
- (6) き裂の起点部ではコンクリートの成分である Ca, Si などが検出されたことにより、コンクリート打設時に既にき裂が入っていた可能性も考えられる。

本章の参考文献

- 1) 土木学会：アルカリ骨材反応対策小委員会報告書－鉄筋破断と新たな対応－，コンクリートライブラリー124，2005
- 2) (社)土木学会：2007 年制定 コンクリート標準示方書 設計編，p.119，p.44，2007
- 3) 独立行政法人土木研究所 日本構造物診断技術協会：非破壊試験を用いた土木コンクリート構造物の健全度診断マニュアル，技報堂出版(株)，pp.99-102，2004
- 4) 樽井敏三，鳥居和之：アルカリ骨材反応による鉄筋の破断機構，材料と環境，Vol.59，pp.143-150，2010
- 5) 豊福俊泰，吉岡博幸，吉村洋司：電炉鉄筋の品質実態，日本道路公団試験報告書，Vol.25，pp.59-71，1988
- 6) (財)日本規格協会：JIS ハンドブック 鉄鋼 I，pp.1951-1953，2009
- 7) 日本材料学会フラクトグラフィ部門委員会：フラクトグラフィ－破面観察と破壊情報解析，丸善(株)，pp.5-16，pp.91-103，2000
- 8) 駒井謙治郎：構造材料の環境強度設計，(株)養賢堂，pp.29-34，p.73，1993

第4章 鉄筋の材料特性に与える曲げ加工の影響

4. 1 緒言

第3章の鉄筋破断の実態では、道路構造物で実際に破断が生じた鉄筋の特徴として、①現行市販品と比べると節の付根の曲率が小さいこと、②き裂や破断は曲げ内側の節の付根付近から発生していること、③曲げ加工部では加工硬化が生じていること、④曲げ内半径が規定の値よりも小さいものがあること、⑤破断面はぜい性破壊の様相である擬へき開割れとへき開割れが支配的であることなどを示した。アルカリ骨材反応による鉄筋破断のメカニズムを検討するためには、鉄筋の曲げ加工による影響を把握する必要がある。曲げ加工の影響については、既往の研究として曲げ加工実験によるき裂の発生と進展状況^{1), 2), 3)}があるが、一般的に用いられる曲げ加工用ベンダーにより生じる節の変形やき裂発生、節近傍の加工硬化、曲げ加工部の破壊じん性値を確認したものは見当たらない。

本章では鉄筋の曲げ内半径に着目して、曲げ加工用ベンダーを用いた曲げ加工実験により、節の変形やき裂の発生、組織、き裂近傍の加工硬化を明らかにした。さらに、曲げ加工部の加工硬化によるじん性低下を、引張および圧縮の予ひずみ導入により、曲げ加工部を模擬した試験片を用いて破壊じん性値を求め、破壊力学により評価した。

4. 2 鉄筋の曲げ加工実験⁴⁾

(1) はじめに

鉄筋の曲げ加工は、図4-2-1に示すような曲げ加工用ベンダーを使用して行われるのが一般的である。鉄筋の曲げ加工時に発生するき裂は、鉄筋の節の形状や曲げ加工半径に影響すると考えられるため、曲げ内半径(以下、曲げ半径という)に着目して曲げ加工実験を行い、節の変形やき裂の発生状況を確認した。

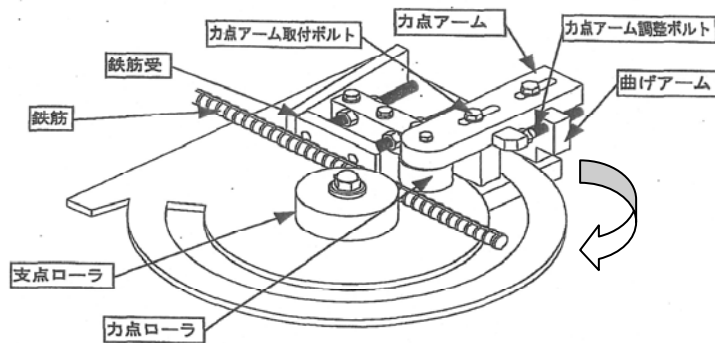
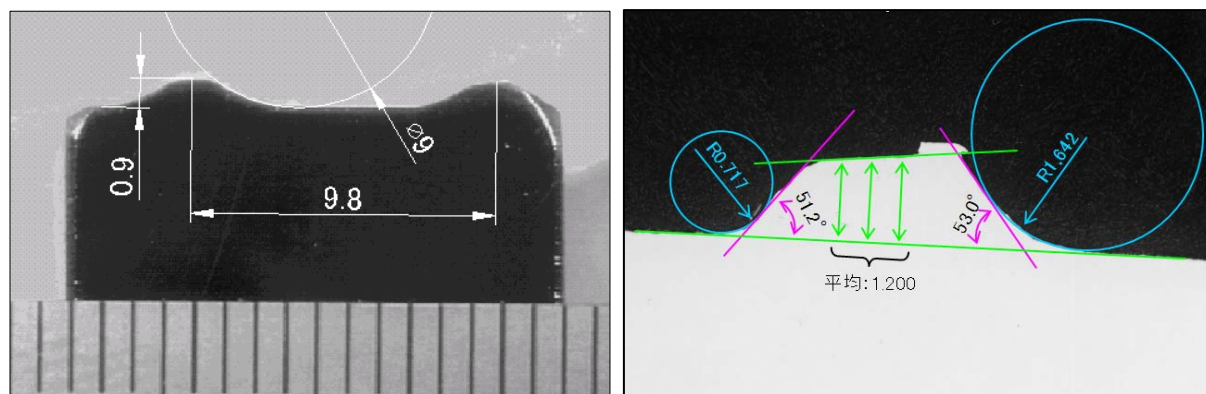


図 4-2-1 曲げ加工用ベンダーの構造概要⁵⁾

(2) 供試材

供試材は、JIS G 3112 SD295A の電炉鉄筋 D16(降伏点 342N/mm^2 , 引張強さ 504N/mm^2) と、JIS G 3112 SD345 の高炉鉄筋 D19(降伏点 400N/mm^2 , 引張強さ 573N/mm^2) の2種類とした。高炉鉄筋は高強度鉄筋または太径の鉄筋の製造が主流であることから、比較的強度で細径の入手可能なものとして、SD345(D19)を選定した。節の形状を図

4-2-2, 図 4-2-3 に示す. 節の形状は電炉鉄筋が一般的な竹節状, 高炉鉄筋は波節状であった.



(a) 電炉鉄筋 SD295A (D16)

(b) 高炉鉄筋 SD345 (D19)

図 4-2-2 鉄筋の縦断面における節の形状 (単位 : mm)



図 4-2-3 高炉鉄筋の外観

(3) 実験方法

曲げ加工は, 図 4-2-1 に示すような鉄筋曲げ加工用ベンダーを使用して行った. 曲げ半径は, 電炉鉄筋では 1.0d, 1.5d, 1.9d, 2.5d (d =鉄筋の呼び径) の 4 種類, 高炉鉄筋では 1.0d, 2.0d の 2 種類とした. 電炉鉄筋では, 曲げ加工後の節の変形(つぶれの程度)の観察, 光学顕微鏡による縦断面観察, 組織観察を行った. 高炉鉄筋では, 光学顕微鏡による縦断面観察, ビッカース硬さ計測を行った.

(4) 実験結果

① 電炉鉄筋の結果

1) 曲げ加工後の節の変形(つぶれの程度)の観察

曲げ加工後の外観を図 4-2-4 に示す. 曲げ半径 1.0d では, 曲げ内側の節が完全につぶれており, 節の変形は 4 箇所であった. 曲げ半径 1.5d では, 節はつぶれているが, 1.0d と比較すると節の付根部分の形状が残っており, 節の変形は 6 箇所であった. 曲げ半径 1.9d および 2.5d では, 節の頂部が少しつぶれている程度で節の形状は概ね保たれており, 節の変形は 8 箇所であった. このように, 鉄筋曲げ加工用ベンダーによる曲げ加工では, 曲げ内側の節がつぶれるように変形し, 曲げ半径が小さいほど変形の度合いが大きくなることがわかった. この原因として, 曲げ半径が小さいほどベンダーの支点ローラーに接触する節の数が少なくなり, 節が受ける加工の圧力が大きく

なるために節が変形しやすいものと考えられる。

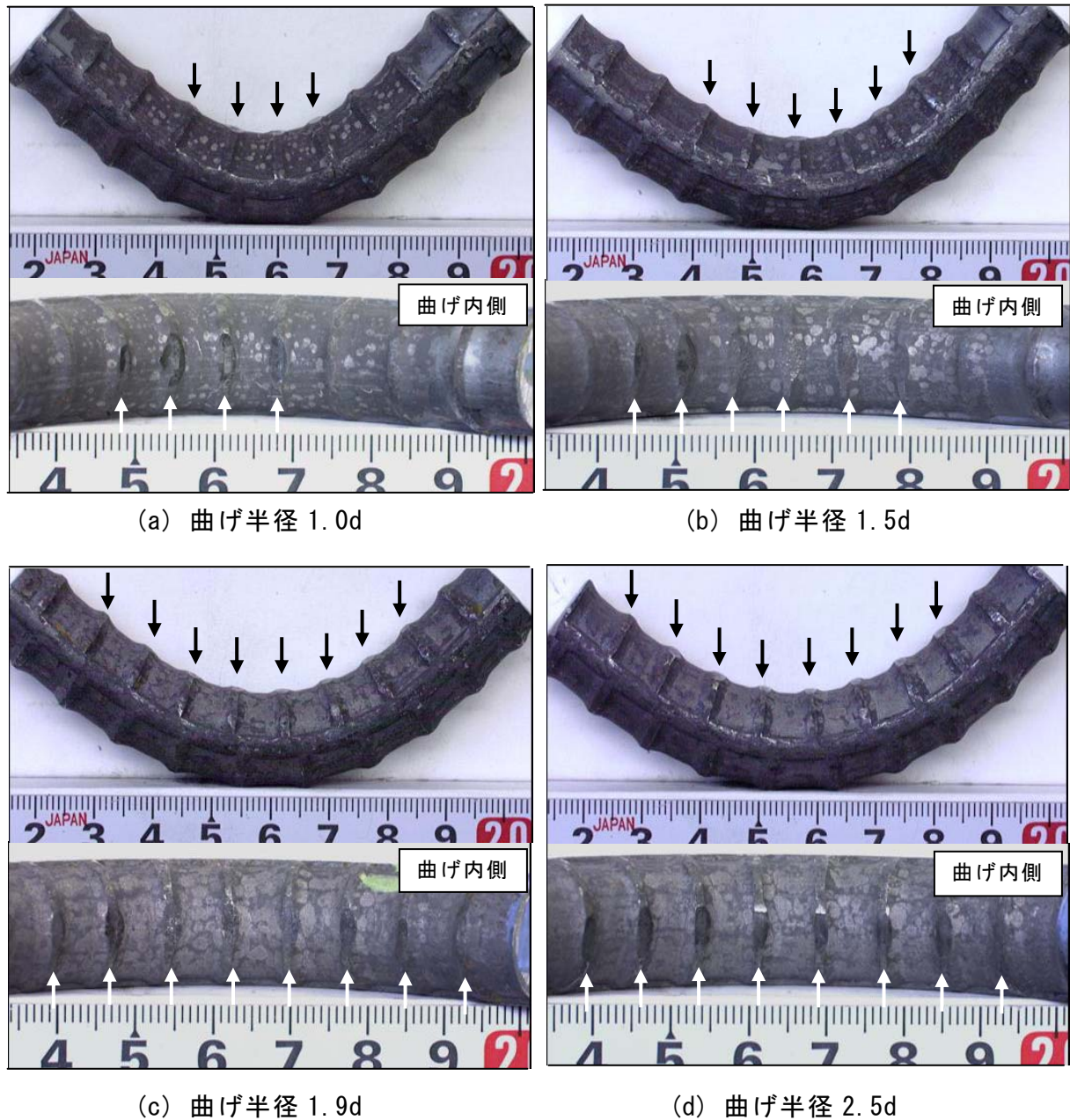


図 4-2-4 曲げ加工後の外観

2) 光学顕微鏡による縦断面観察

曲げ加工後の供試材の縦断面観察写真を図 4-2-5 に示す。曲げ半径 1.0d では、曲げ内側中央付近の節が完全につぶれており、節の付根付近を 40 倍に拡大して確認すると深さ約 $50\mu\text{m}$ のき裂が生じていた。曲げ半径 1.5d では、1.0d と同じように中央付近の節がつぶれているが、節の付根付近の形状は確認でき、き裂は認められなかった。曲げ半径 1.9d では、節の高さが低くなっているが、形状はほぼ保たれており、き裂は認められなかった。曲げ半径 2.5d では、節の形状は保たれており、き裂は認められなかった。以上の結果から、曲げ加工による節の変形は、曲げ半径が小さいほど大きくな

ること，節の付根の曲率が改良されている現行市販の鉄筋でも，曲げ半径が小さい場合に節の付根にき裂が生じる可能性があることがわかった．

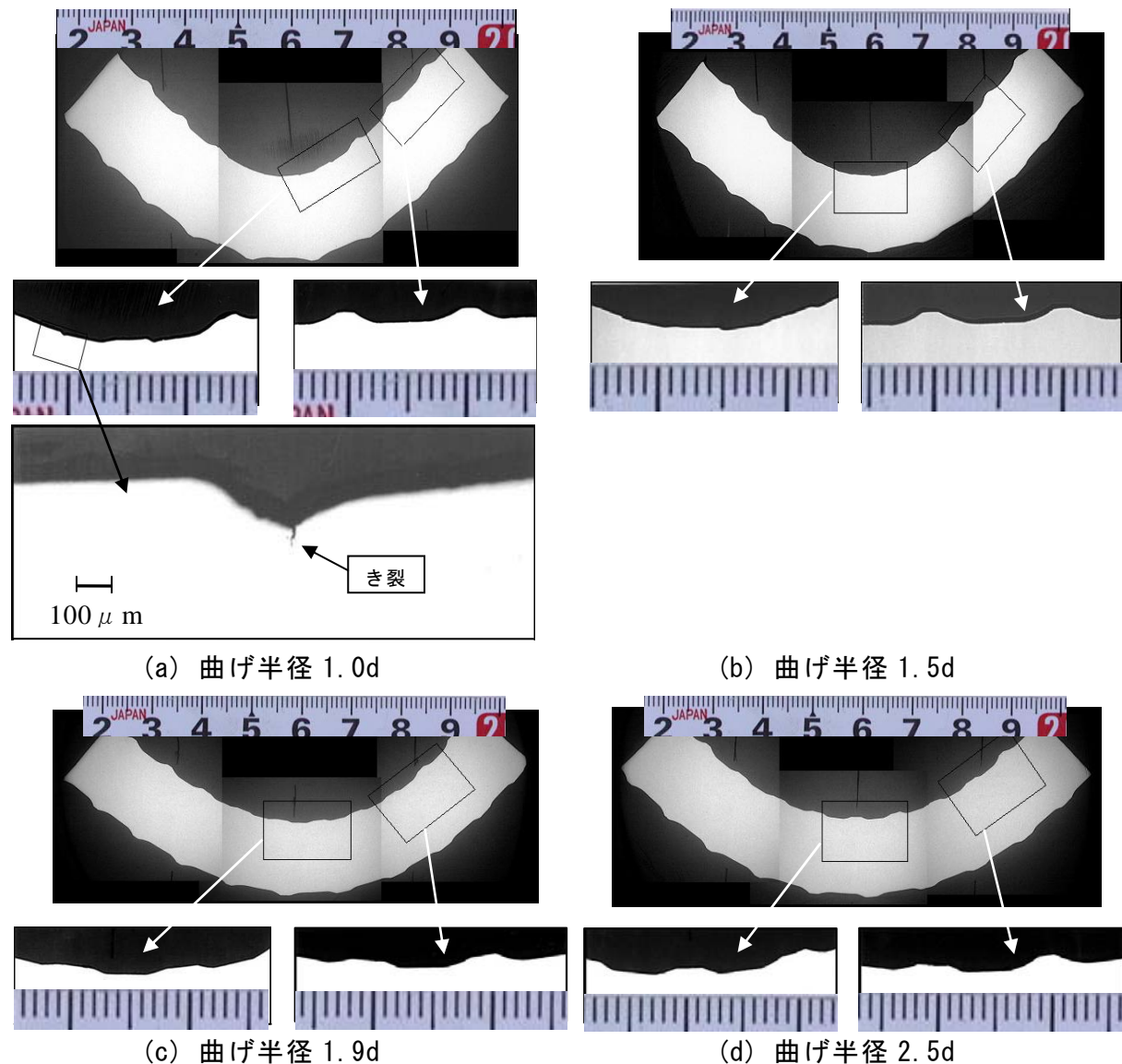
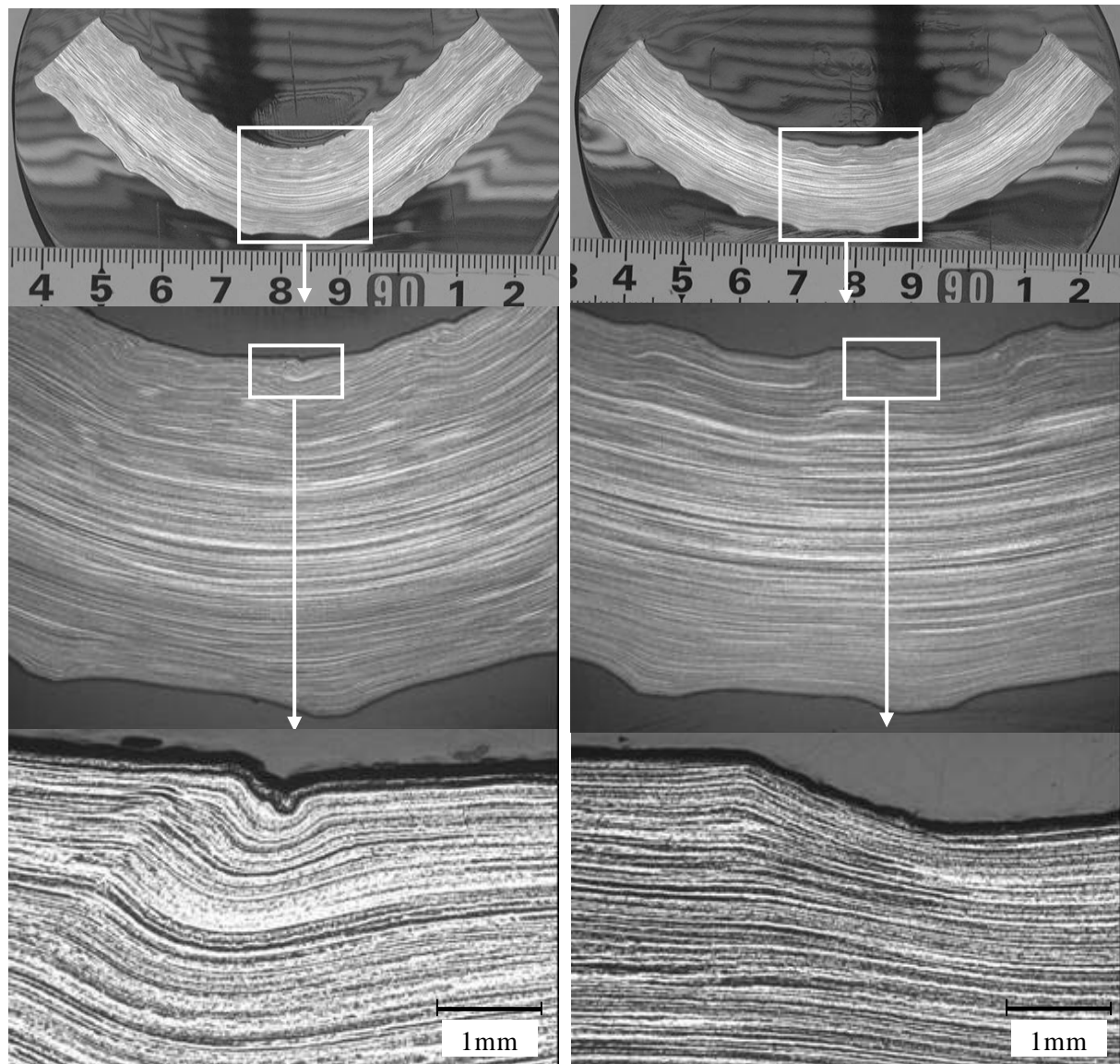


図 4-2-5 曲げ加工後の供試材の縦断面観察写真

3) 組織観察

曲げ加工後の供試材の組織観察写真を図 4-2-6 に示す．曲げ半径 1.0d, 2.5d とともに，曲げ内側および外側のファイバーフロー（鍛流線）の間隔が狭くなっており，強い加工を受けたことを表わしている．曲げ半径 1.0d では，き裂が生じていた節の付根付近において，ファイバーフローが局部的に湾曲しており，節が支点ローラー部分に強く押しつけられ，鉄筋中心方向に押しつぶされた様相がうかがえる．局所的な湾曲が生じた理由としては，図 4-2-1 に示す曲げ加工用ベンダーの力点ローラーが回転しながら鉄筋を支点ローラーに巻き込んでいく際に，支点ローラーが節頂部の片側の肩部にあたり，回転により節頂部を順次押しつぶしていくような変形により，最終的に節の付根付近にひずみが集中したものと考えられる．曲げ半径 2.5d では，節の付根付近でも乱れのないファイバーフローが観察できた．



(a) 曲げ半径 1.0d

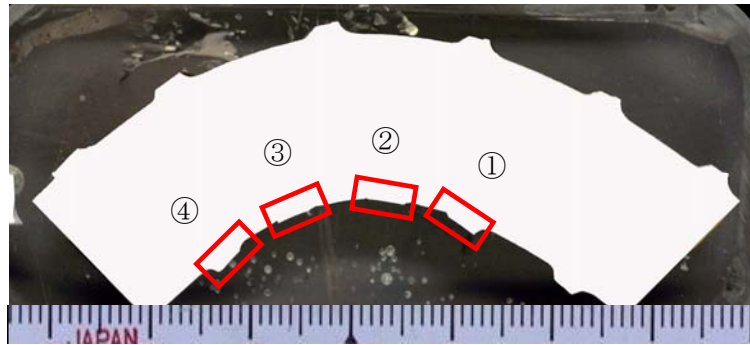
(b) 曲げ半径 2.5d

図 4-2-6 曲げ加工後の供試材の組織観察写真

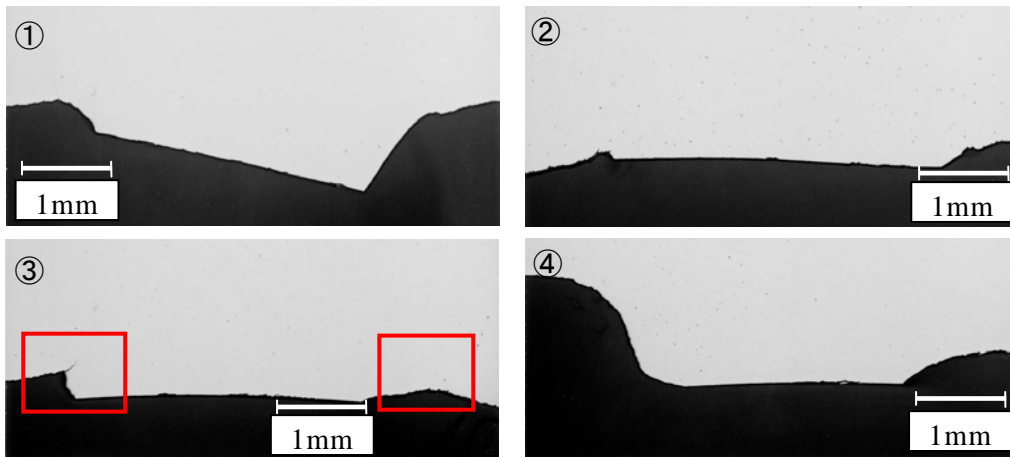
② 高炉鉄筋の結果

1) 光学顕微鏡による縦断面観察

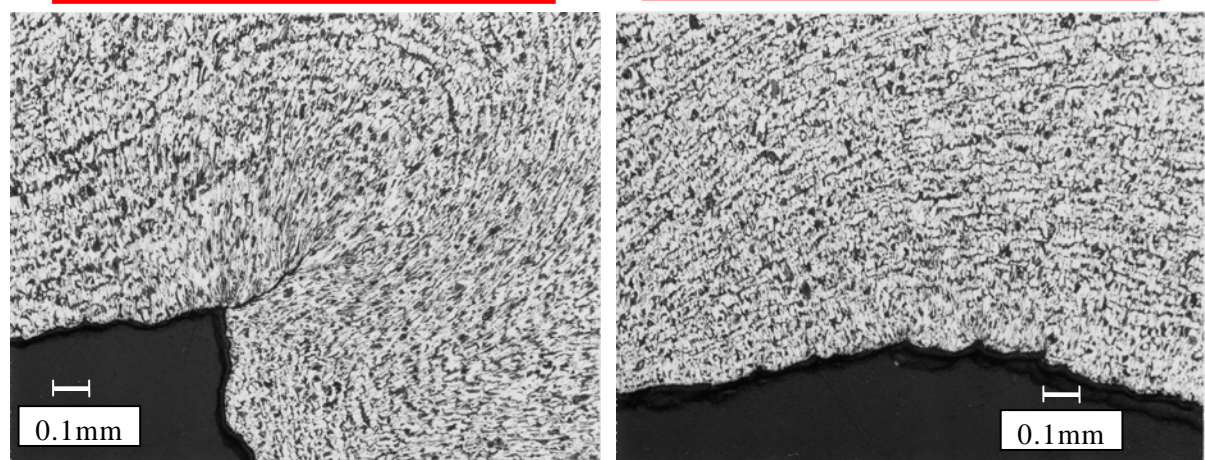
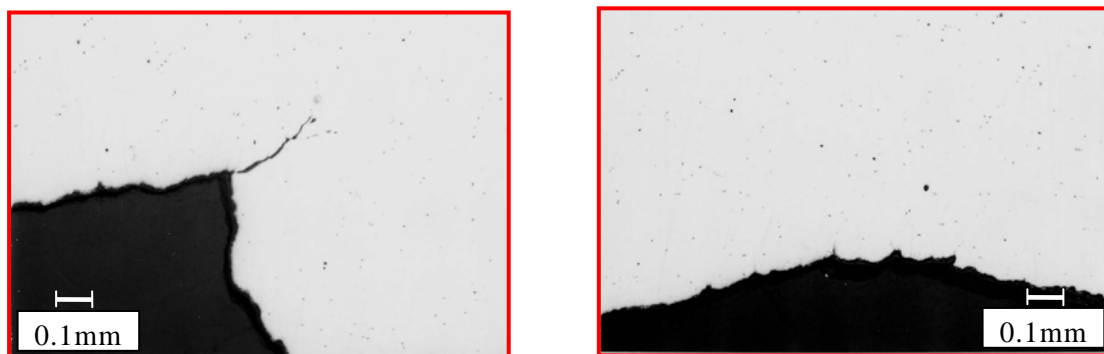
曲げ半径 1.0d の縦断面観察結果を図 4-2-7 に示す．曲げ加工始点付近の節①は，曲げ加工中心側のつぶれが大きい．節②，③は全面的につぶれており，節③では曲げ加工終点側でき裂が発生していた．節の付根部を巻き込むように湾曲した組織は，曲げ加工により曲げ内側に生じる強い圧縮力と節がめり込む際に生じるせん断力によるものと考えられ，この過程においてき裂が発生したものと考えられる．参考として直線部（加工なし）の節の付根部の縦断面観察写真を図 4-2-8 に示す．湾曲などの乱れがない組織が観察できた．



(a) 曲げ加工後の供試材の縦断面



(b) 節の拡大写真



(c) 節の拡大写真③の赤枠部拡大写真（上段：エッチング無，下段：エッチング有）

図4-2-7 曲げ加工後の供試材の縦断面観察写真（曲げ半径1.0d）

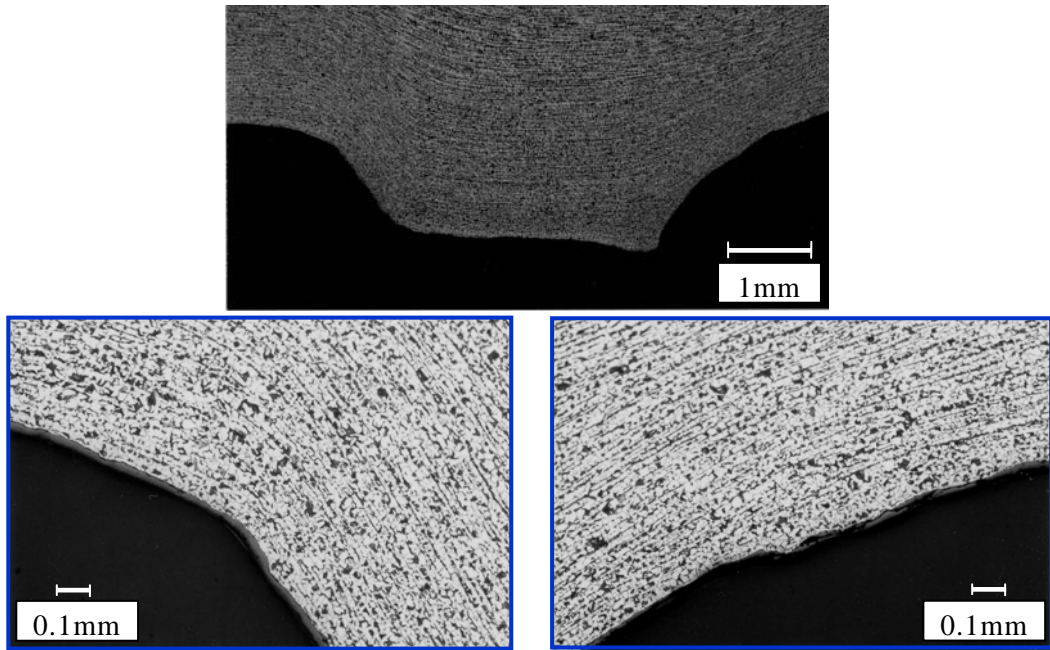
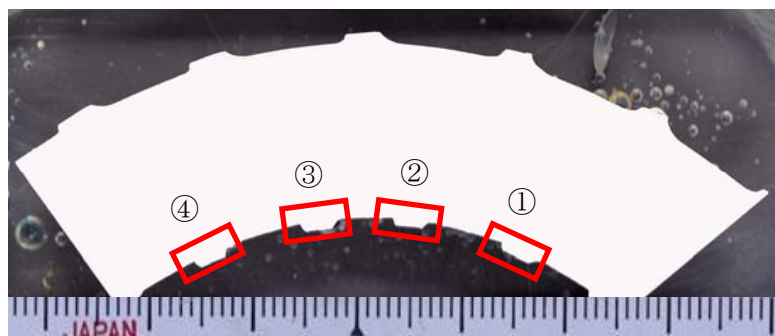
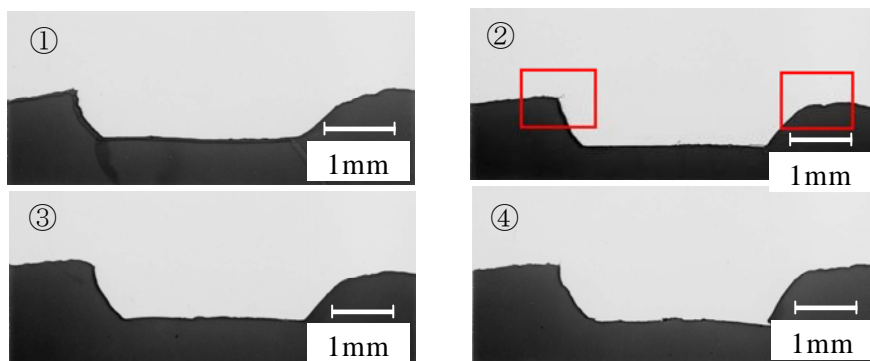


図4-2-8 供試材の直線部（加工なし）の縦断面観察写真（エッチング有）

曲げ半径 2.0d の縦断面観察結果を図 4-2-9、図 4-2-10 に示す。曲げ加工により節がつぶれているが、曲げ半径 1.0d と比較すると形状は概ね保たれていた。節の付根の曲率が比較的小さい鉄筋のため、節③の付根にき裂が生じた。現行市販の鉄筋でも節の形状によっては曲げ半径 2.0d でもき裂が生じる場合があることがわかった。



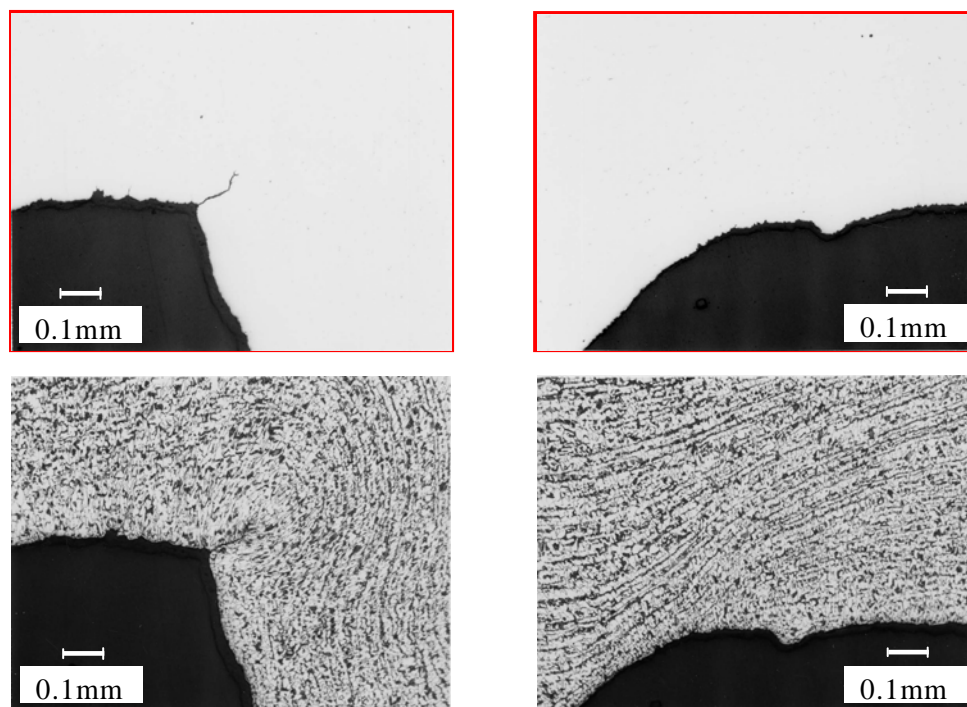
(a) 曲げ加工後の供試材の縦断面



(b) 節の拡大写真

図4-2-9 曲げ加工後の供試材の縦断面観察写真（2.0d）

節の付根部を巻き込むように湾曲した組織が観察されたが、図 4-2-7(c)に示す曲げ半径 1.0d より湾曲は緩やかであり、き裂の深さは小さかった。



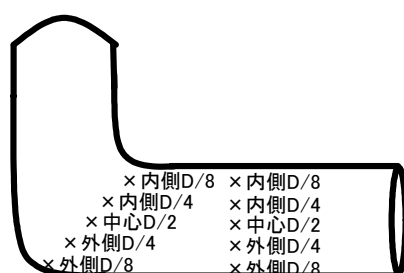
節の拡大写真②の赤枠部拡大写真（上段：エッチング無，下段：エッチング有）

図4-2-10 曲げ加工後の供試材の縦断面観察写真（2.0d）

2) ビッカース硬さ計測

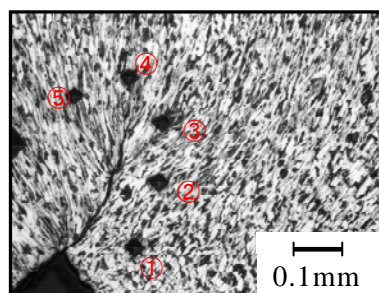
加工硬化の影響をビッカース硬さ試験により確認した。ビッカース硬さの計測位置を図 4-2-11 に、計測結果を表 4-2-1 と図 4-2-12 に示す。直線部と曲げ加工部は、3本の供試材の平均値を、き裂の近傍は 5 点の計測値の平均値を示す。直線部（加工なし）では 164～174HV10 であった。曲げ加工部では、曲げ半径 1.0d において、曲げ内側で 257 HV10、曲げ外側で 249HV10、曲げ半径 2.0d では、曲げ内側、曲げ外側ともに 237HV10 であった。直線部では 170HV10 前後であるのに対して、曲げ加工部では 240～250HV10 程度となり、70～80HV10 程度の硬さの上昇が認められた。き裂の近傍では、曲げ半径 1.0d で 329 HV10、曲げ半径 2.0d で 291 HV10 となり、節の付根付近のき裂の近傍では、さらに硬さの上昇が認められた。

図中の D は鉄筋の呼び径を表わす。

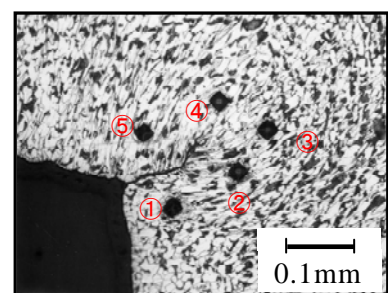


曲げ加工部

直線部



き裂の近傍（曲げ半径1.0d）



き裂の近傍（曲げ半径2.0d）

図 4-2-11 供試材のビッカース硬さ計測位置

表 4-2-1 ビッカース硬さ計測結果

供試材名		測定位置					
		き裂 近傍	内側 d/8	内側 d /4	中心 d /2	外側 d /4	外側 d /8
直線部		—	167	174	164	165	169
曲げ 加工部	1.0d	329	257	236	186	239	249
	2.0d	291	237	229	185	218	237

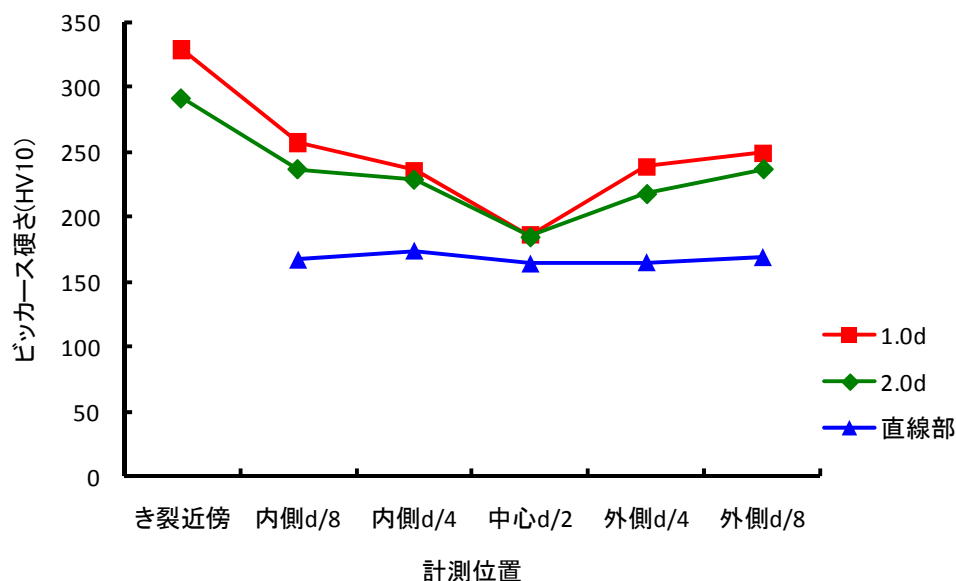


図 4-2-12 ビッカース硬さ測定結果

SAE (Society of Automotive Engineers) 規格の SAE J 417 による鋼のビッカース硬さに対する近似的換算値⁶⁾による引張強さの近似値は、曲げ加工部の内側および外側で 765～795N/mm² 程度、き裂の近傍で 915～1,035N/mm² 程度になっていることが考えられる。

(5) まとめ

曲げ加工用ベンダーを使用して曲げ加工実験を行い、節の変形やき裂の発生、ビッカース硬さを確認した。得られた結果をまとめると以下のとおりである。

- ① 曲げ内側の節のつぶれは、曲げ半径が小さいほど変形の度合いが大きくなる。
- ② 現行市販鉄筋においても、曲げ半径が小さい場合や節の付根の曲率半径が小さい場合にき裂が生じることがある。
- ③ 節の付根のき裂近傍の組織観察により、節が支点ローラー部分に強く押しつけられ、鉄筋中心方向に押しつぶされた様相がうかがえた。
- ④ ビッカース硬さは、直線部と比較して曲げ加工部では 70～80HV10 程度の硬さの上昇が認められた。節の付根付近のき裂近傍では、曲げ半径 1.0d で 329 HV10、曲げ半径 2.0d で 291 HV10 となり、さらに硬さの上昇が認められた。
- ⑤ ビッカース硬さに対する引張強さの近似的換算値は、曲げ加工部で 765～795N/mm² 程度、節の付根のき裂近傍で 915～1,035N/mm² 程度になっていることが考えられる。

4. 3 曲げ加工部の破壊じん性値

4. 3. 1 はじめに

アルカリ骨材反応による劣化が生じたコンクリート中で発見された鉄筋の損傷は、曲げ加工部の節の付根付近において、き裂やその伝播によって破断が生じているものであった。鉄筋の曲げ加工部は、加工硬化やひずみ時効によるじん性の低下が考えられ、き裂が存在する場合には、さらに破壊に対する抵抗が低下している可能性がある。

そこで、実橋脚で破断が生じていた鉄筋を採取して、鉄筋のき裂の進展に対する抵抗性を破壊じん性値により評価することとした。

鉄筋の曲げ加工部の破壊じん性値を確認するためには、曲げ加工部から所定の試験片を採取する必要があるが、供試材のサイズが小さいことから採取は困難であった。そこで、未加工の直線鉄筋に曲げ加工部相当の引張および圧縮の予ひずみを導入することにより、曲げ外側と曲げ内側の加工の影響を模擬できるものと考え、加工した供試材から試験片を採取して破壊じん性試験を行い、破壊力学により評価した。

4. 3. 2 破壊じん性試験

(1) 破壊じん性試験^{7), 8)}

構造材料の破壊に関しては、材料に表面き裂が存在する場合や、内部に小さい欠陥が存在し、それが原因となってき裂が発生した場合に破壊が生じることがある。このような材料内のき裂の進展に対する抵抗の大小を示すものとして破壊じん性が挙げられる。破壊じん性は、き裂先端の応力場の激しさを表わす応力拡大係数の臨界値 K_{IC} として表わされる。き裂が成長する方向と外力の加わり方の関係には、3つの変形様式があり、モードⅠの開口型、モードⅡの面内せん断型、モードⅢの面外せん断型に区分できる。このうち、破壊に対して最も重要なモードであるモードⅠの変形における K_{IC} の平面ひずみ条件下の臨界値を平面ひずみ破壊じん性値 K_{IC} とよぶ。破壊じん性は、比重、弾性係数のようにその物質固有の値を持つ物理量とは異なり、種々の材料組織学的因子に敏感であり、規格上同じ材料であっても個々の材料について実験的に評価する必要がある。破壊じん性試験は、線形破壊力学が適用可能な状態での破壊じん性評価試験方法である K_{IC} 試験(平面ひずみ破壊じん性)と、弾塑性状態での評価試験方法の J_{IC} 試験に分けられるが、両者の基本的な考え方は同じである。 K_{IC} 試験は、高強度鋼などを対象に米国で開発された試験法(ASTM E399-90)であり、検討データや研究実績も多くよく用いられているが、小規模降伏(き裂長さに比べてき裂先端の塑性域が小さい)や平面ひずみ状態における破壊に限られるため、鉄筋などの低中強度鋼では試験片が大型となる。一方、 J_{IC} 試験は、低中強度鋼などを対象に米国で開発された試験法(ASTM E1820)であり、日本でも JSME S001-1992 として制定されている試験法である。この試験法は、小形試験片における安定なき裂の発生をじん性評価の対象にしていることから、本章では、鉄筋の材料特性や採取可能な試験片の形状を勘案して J_{IC} 試験を用いることとした。

(2) 供試材

供試材は、1972年に竣工した道路橋の鉄筋コンクリート製のT形橋脚のはり部において、破断が生じていたD32の主鉄筋(以下、破断鉄筋という)を採取した。この橋脚はアルカリ骨材反応による劣化が生じ、1980年と1983年にひび割れ樹脂注入および表面保護工、1994年にエポキシ樹脂系塗料による表面保護工が施されていたが、2007年に実施した点検で顕著なひび割れが確認されたことから、かぶり部分のはつり

調査により鉄筋を確認したところ、はり端部の主鉄筋曲げ加工部において破断が確認されたものである。鉄筋破断の状況を図 4-3-1 に、採取した破断鉄筋の供試材を図 4-3-2 に示す。材料比較のために現行市販品の JIS G 3112 SD345 D32 の鉄筋(以下、現行鉄筋という)も供試材とした。現行鉄筋の供試材を図 4-3-3 に示す。

供試材の化学成分分析結果を表 4-3-1 に示す。JIS G 3112 鉄筋コンクリート用棒鋼に規定される化学成分値と比較すると、供試材はいずれも SD345 および SD295A の化学成分の規格値を満足していた。JIS に規定のない元素では、破断鉄筋の N の含有量が現行鉄筋よりも多かった。



図4-3-1 鉄筋破断の状況



図4-3-2 採取した破断鉄筋の供試材



図4-3-3 現行鉄筋の供試材

表4-3-1 化学成分分析結果

	化学成分値 (%)										
	C	Si	Mn	P	S	Cu	Ni	Cr	Mo	Al	N
供試材(破断鉄筋)	0.23	0.21	1.21	0.020	0.021	0.21	0.14	0.14	0.02	0.05	0.0096
供試材(現行鉄筋)	0.27	0.20	0.97	0.030	0.036	0.29	0.10	0.25	0.02	0.002	0.0013
JIS G 3112 SD345	0.27 以下	0.55 以下	1.60 以下	0.040 以下	0.040 以下	—	—	—			
JIS G 3112 SD295A	—	—	—	0.050 以下	0.050 以下	—	—	—			

供試材からJIS 14A号試験片(平行部φ10mm)を切り出し、JIS G 3112の機械的性質と比較した。供試材の機械的性質を表4-3-2に示す。供試材はいずれもJIS G 3112 鉄筋コンクリート用棒鋼のSD345およびSD295Aの機械的性質の規格値を満足していた。

表4-3-2 供試材の機械的性質

	平行部径 (mm)	降伏点 (MPa)	引張強さ (MPa)	ヤング率 (GPa)	破断伸び (%)	絞り (%)
供試材(破断鉄筋)	10.0	355	617	213	30	59
供試材(現行鉄筋)	10.02	430	630	217	29	61.1
JIS G 3112 SD345	—	345~440	490以上	—	19以上	—
JIS G 3112 SD295A	—	295以上	440~600	—	17以上	—

(3) 供試材の加工

鉄筋の曲げ加工部を模擬するために、直線部の供試材に曲げ加工部相当の引張および圧縮の予ひずみを導入することにより、曲げ加工部の加工硬化を模擬することとした。予ひずみ量は、曲げ加工を行った供試材断面のビッカース硬さの分布を計測し、曲げ内側および曲げ外側の硬さに相当する硬さを、引張加工(曲げ外側)および圧縮加工(曲げ内側)により再現し、そこから試験片を採取することとした。

① 曲げ加工供試材の硬さ計測

曲げ加工は曲げ半径1dおよび2d(dは鉄筋の呼び径)で行い、2または3本の測線に沿って等間隔の9点の測点についてビッカース硬さを計測した。ビッカース硬さの分布を図4-3-4、図4-3-5に示す。

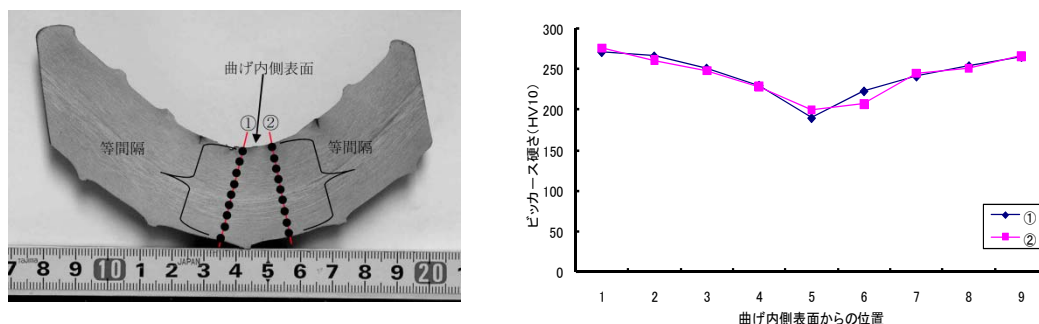


図4-3-4 ビッカース硬さ試験計測位置および硬さ分布 (90° , 1d)

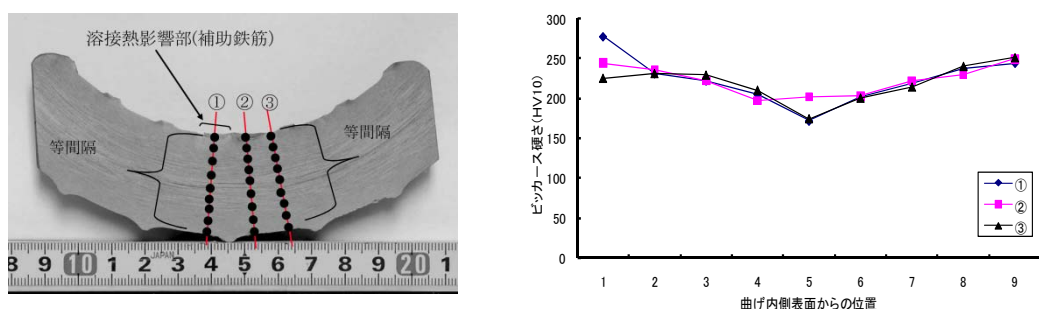


図4-3-5 ビッカース硬さ試験計測位置および硬さ分布 (90° , 2d)

曲げ半径1dでは、曲げ内側および外側で270HV10程度となり、曲げ半径2dでは曲げ内側および外側で250HV10程度となった。いずれの曲げ加工供試材も曲げ中央部より表面にかけて硬さの上昇が見られ、曲げ半径1dのほうが2dより20HV10程度高い値となった。

② 予ひずみの付加

破壊じん性試験用の試験片として、鉄筋の曲げ加工部を模擬したひずみを導入するために、引張および圧縮予ひずみを付加した。ひずみは公称ひずみとし、それぞれ引張試験機および圧縮試験機を使用して導入した。予ひずみの目標値は引張加工による予ひずみを5%、10%、15%、圧縮加工による予ひずみを10%、15%、20%とした。予ひずみの導入状況を図4-3-6に示す。引張加工を行った結果、予ひずみ10%および15%については、目標値と実際に与えた予ひずみにずれが生じ、10%については9.3%、15%についてはくびれ(ネッキング)が発生し17.5%となった。引張予ひずみ付加後の供試材の状況を図4-3-7に、圧縮予ひずみ付加後の供試材の状況を図4-3-8に示す。



(a) 引張加工



(b) 圧縮加工

図4-3-6 予ひずみの付加状況



(a) 引張予ひずみ付加後の供試材



(b) 引張中央の状況

図4-3-7 引張予ひずみ付加後の供試材の状況



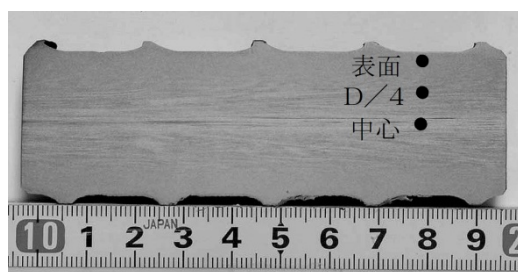
(a) 圧縮予ひずみ10%(現行鉄筋) (b) 圧縮予ひずみ10%(破断鉄筋)

図4-3-8 圧縮予ひずみ付加後の供試材

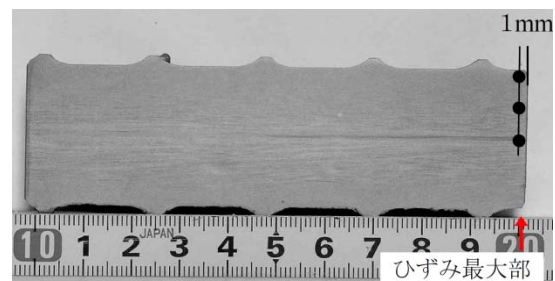
③ ビッカース硬さ試験

1) 引張予ひずみ供試材

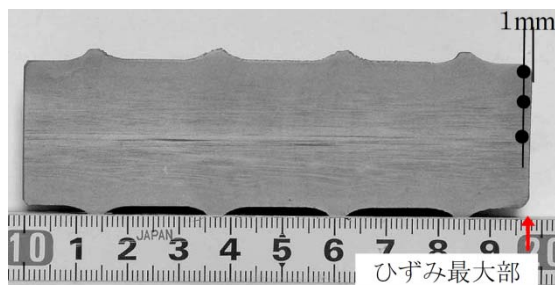
最大引張加工部となるひずみ最大部（外径最小部）断面について，表面， $D/4$ ，中心のビッカース硬さを計測し，分布を調査した．ビッカース硬さ計測位置を図4-3-9に，硬さ計測結果を図4-3-10に示す．断面内の硬さ水準はほぼ同じで，予ひずみ量に準じて硬さは上昇している．また，曲げ半径 $1d$ の結果と照らし合わせると，予ひずみ5%は中央，予ひずみ9.3%は $D/4$ ，予ひずみ17.5%は曲げ加工部内側の硬さと概ね対応していた．



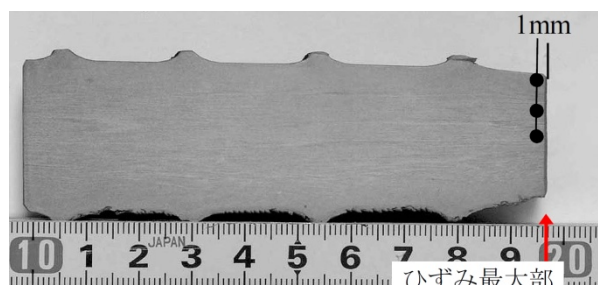
(a) 予ひずみ 0%



(b) 予ひずみ 5%



(c) 予ひずみ 9.3%



(d) 予ひずみ 17.5%

図4-3-9 ビッカース硬さ試験計測位置

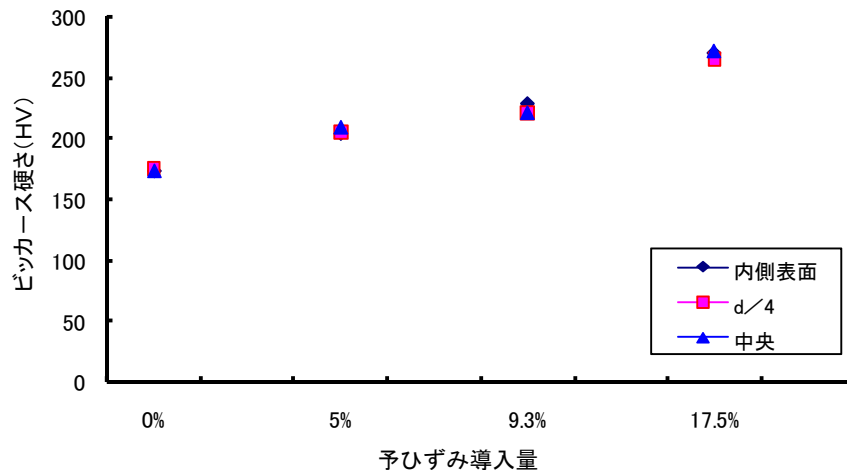


図4-3-10 ビッカース硬さ計測結果（予ひずみ0%, 5%, 9.3%, 17.5%）

2) 圧縮予ひずみ供試材

圧縮予ひずみを付与した破断鉄筋のビッカース硬さ分布を図4-3-11に、現行鉄筋のビッカース硬さ分布を図4-3-12に示す。断面内の硬さ水準はほぼ同じで、予ひずみに準じて硬さは上昇している。また、予ひずみ0%は約170HV10で、予ひずみ20%の中央部では破断鉄筋が258HV，現行鉄筋で264HV10となり、曲げ加工部内側の硬さとはほぼ対応していることがわかった。

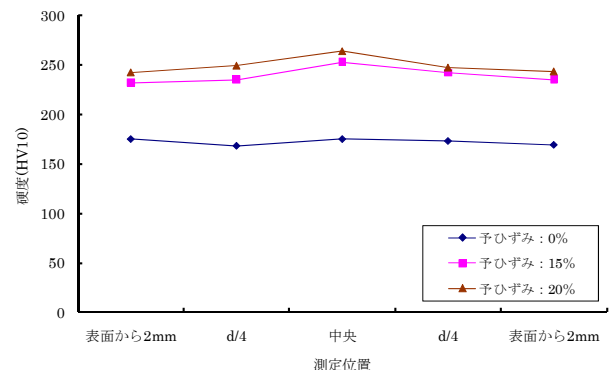
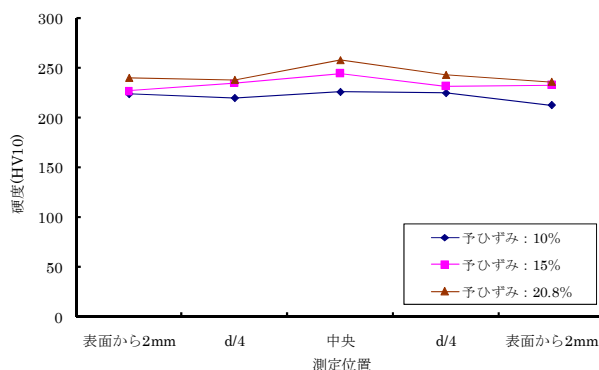


図4-3-11 破断鉄筋ビッカース硬さ分布

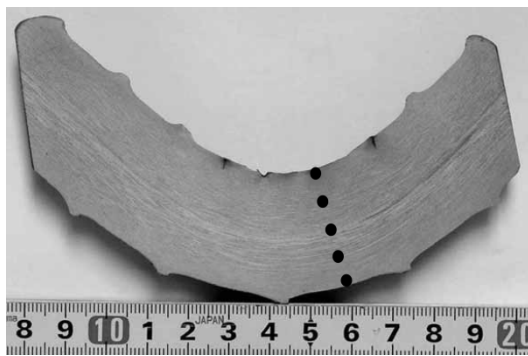
図4-3-12 現行鉄筋ビッカース硬さ分布

④ 組織観察

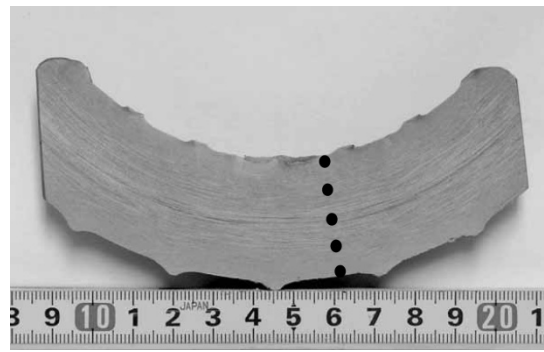
曲げ加工部を引張および圧縮の予ひずみにより模擬できているかを確認するために、組織観察を行った。以下に観察結果を示す。すべてフェライトとパーライトからなる組織であったが、加工方法と部位によって特徴的な加工の影響が確認された。

1) 曲げ加工供試材

曲げ加工供試材の組織観察位置を図4-3-13に示す。曲げ半径1dの供試材の組織を図4-3-14に示す。曲げ内側表面近傍の組織は軸方向に押しつぶされたような様相を示し、曲げ外側近傍の組織は軸方向に伸ばされたような様相を示していた。その他の箇所については、組織から明確な加工の影響は確認できなかった。曲げ半径2dの供試材の組織を図4-3-15に示す。組織から明確な加工の影響は確認できなかった。



(a) 曲げ角度90°，曲げ内半径1d



(b) 曲げ角度90°，曲げ内半径2d

図4-3-13 組織観察位置

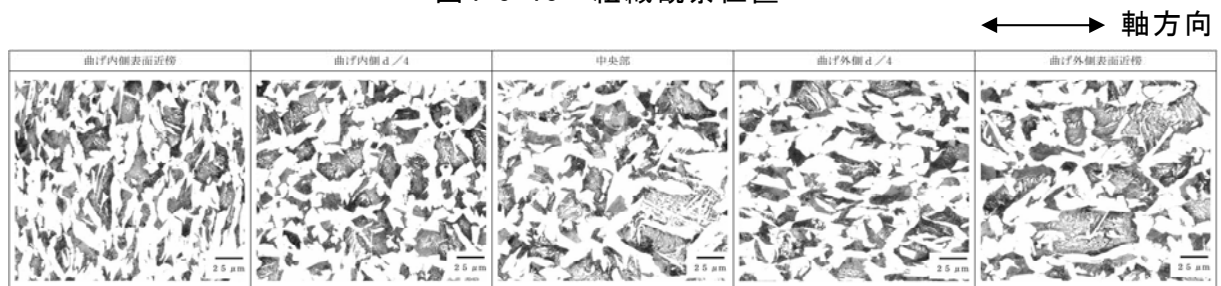


図4-3-14 曲げ加工供試材(曲げ角度90°，曲げ内半径1d)の組織

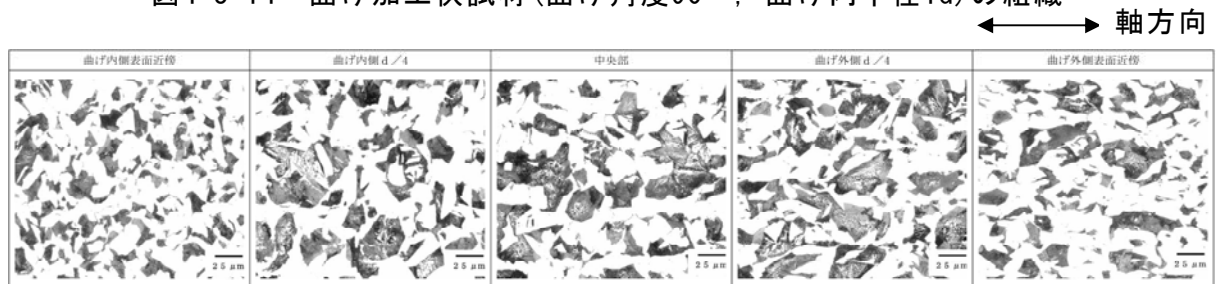
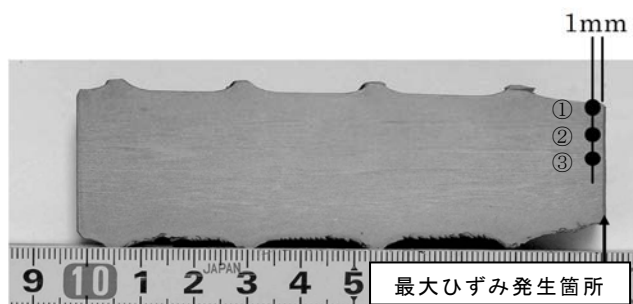


図4-3-15 曲げ加工供試材(曲げ角度90°，曲げ内半径2d)の組織

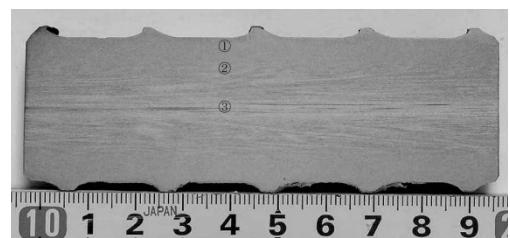
2) 予ひずみ供試材

a. 引張予ひずみ17.5%(曲げ加工外側を模擬)

引張予ひずみ供試材および加工なし供試材の組織観察位置を図4-3-16に，組織観察結果を図4-3-17に示す。

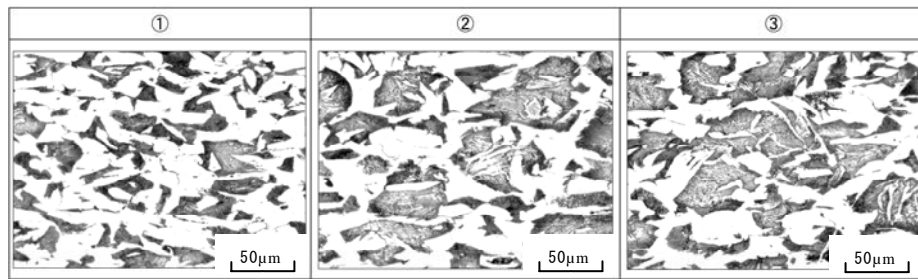


(a) 引張予ひずみ17.5%供試材

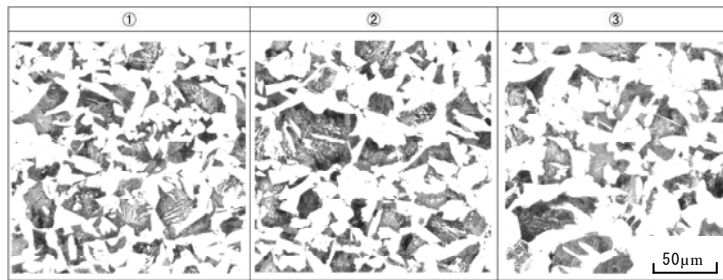


(b) 加工なし供試材

図4-3-16 組織観察位置



(a) 引張予ひずみ17.5% ←→ 軸方向



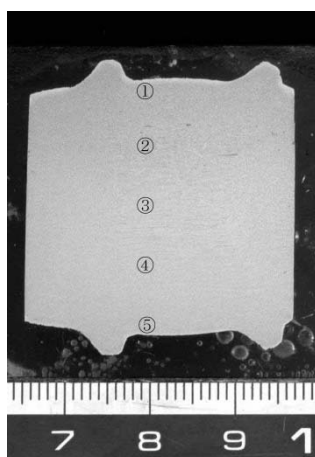
(b) 加工なし供試材 ←→ 軸方向

図4-3-17 供試材の組織

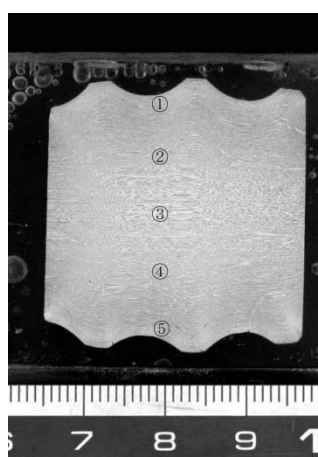
引張予ひずみ供試材については、引張加工により軸方向に伸ばされたような様相を示していた。特に表面近傍のほうが加工の影響は顕著であった。

b. 圧縮予ひずみ20% (曲げ加工内側を模擬)

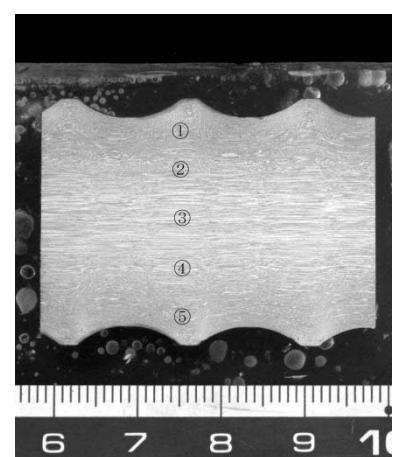
圧縮予ひずみを付与した供試材および加工なし供試材の組織観察位置を図4-3-18に、組織観察結果を図4-3-19に示す。破断鉄筋、現行鉄筋ともに圧縮加工により軸方向に圧縮されたような様相を示していた。現行鉄筋では表層近傍に細かい組織が観察された。



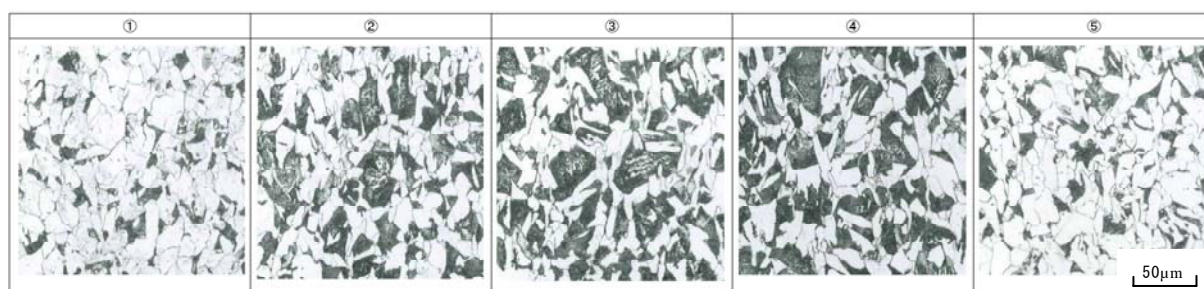
(a) 破断鉄筋
圧縮予ひずみ20%供試材



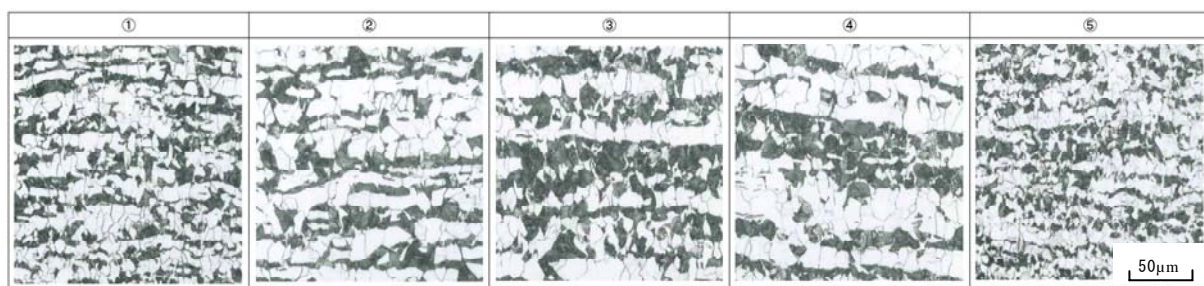
(b) 現行鉄筋
圧縮予ひずみ20%供試材
図4-3-18 組織観察位置



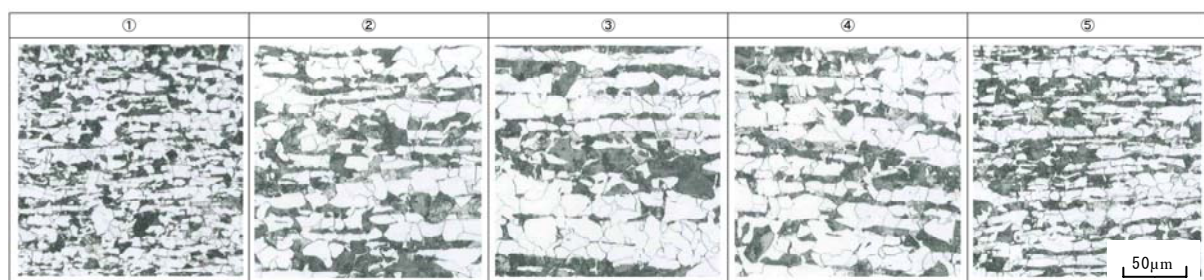
(c) 現行鉄筋
加工なし供試材



(a) 破断鉄筋 圧縮予ひずみ20%供試材 ←→ 軸方向



(b) 現行鉄筋 圧縮予ひずみ20%供試材 ←→ 軸方向



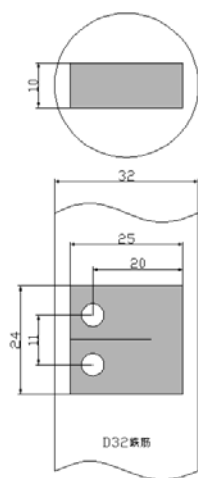
(c) 現行鉄筋 加工なし供試材 ←→ 軸方向

図4-3-19 供試材の組織

以上の組織観察結果から、引張加工により曲げ外側の軸方向に伸ばされたような組織の様相を、圧縮加工により曲げ内側の軸方向に押しつぶされたような組織の様相を概ね再現できていると判断した。

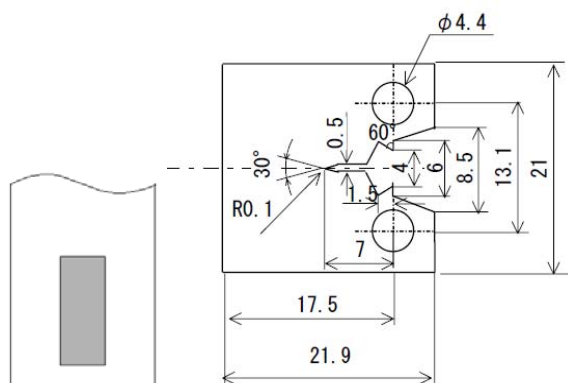
(4) 試験片の加工

引張加工および圧縮加工を行った供試材から、ASTM E1820に準拠して破壊じん性試験用のCT試験片を採取した。破断鉄筋のき裂進展方向（曲げ内側の節付根部から鉄筋内部方向）を再現できるように、鉄筋軸直角方向に予き裂を入れるように採取することとし、引張加工による鉄筋径の減少や加工余裕を考慮して、供試材から採取可能な最大の寸法とした。試験片の採取イメージを図4-3-20に、試験片の寸法を図4-3-21に示す。サイドグループは疲労き裂を入れた後に加工した。



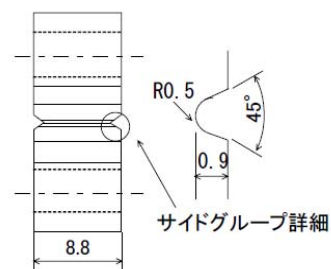
(単位:mm)

図4-3-20 試験片の採取イメージ



(単位:mm)

図4-3-21 試験片の寸法



曲げ加工部の該当箇所と試験片の加工条件を対応させた試験条件一覧を表 4-3-3 に示す。破断鉄筋と現行鉄筋を比較することとし、加工なし(直線部)の 2 試験片を基準に、曲げ加工部外側の模擬については、破断鉄筋を用いて引張予ひずみを 5%, 9.3%, 17.5%を導入した 3 試験片を、曲げ加工部内側の模擬については、現行鉄筋と破断鉄筋を用いて圧縮予ひずみ 10%, 20%を導入した 4 試験片を作製した。

表4-3-3 試験条件一覧

曲げ加工部該当箇所		鉄筋種別	試験片 番号	硬さ (HV10)	予ひずみ 目標値	予ひずみ 導入値
加工なし(直線部)		破断鉄筋	15-1	170相当	0%	0%
		現行鉄筋	G8	170相当	0%	0%
曲 げ 外 側	曲げ加工部中心	破断鉄筋	19-1	200相当	引張5%	引張5%
	中心より 1/4d 外側	破断鉄筋	16-1	230相当	引張10%	引張9.3%
	曲げ加工部外側	破断鉄筋	14-1	250相当	引張15%	引張17.5%
曲 げ 内 側	中心より 1/4d 内側	現行鉄筋	G2	230相当	圧縮10%	圧縮10%
	曲げ加工部内側	現行鉄筋	G6	250相当	圧縮20%	圧縮20%
	中心より 1/4d 内側	破断鉄筋	18-7	230相当	圧縮10%	圧縮10%
	曲げ加工部内側	破断鉄筋	13-2-4	250相当	圧縮20%	圧縮20.8%

d = 鉄筋の呼び径

(5) 試験方法

J_c 試験はASTM E1820に準拠し、室温(20℃)で実施した。試験状況を図4-3-22に、 J_c 試験の概要を図4-3-23に示す。試験には最大容量50kNの島津製作所製電気油圧サーボ式疲労試験機を用い、安定延性き裂発生時のJ値を求める試験を行なった。安定延性き裂発生時のJ値(J_Q)を求める方法は複数あるが、1個の試験片で J_Q が求められる除荷コンプライアンス法を用いた。除荷コンプライアンス法とは、図4-3-23に示すように、単調負荷過程で最大荷重の10%程度の除荷と再負荷を繰返し、荷重と荷重線変位の関係の逆数であたえられるコンプライアンス(荷重線変位の変化量/荷重の変化量)の値からき裂長さを求めるものである。J値は式4-3-1を用いて算出し、J値と安定延性き裂長さの関係曲線(J-R曲線)から、鈍化直線と平行に引いた0.2mmオフセット線との交点を J_Q とし、式4-3-3、式4-3-4を満足するときに J_Q は J_c と見なされる⁸⁾。

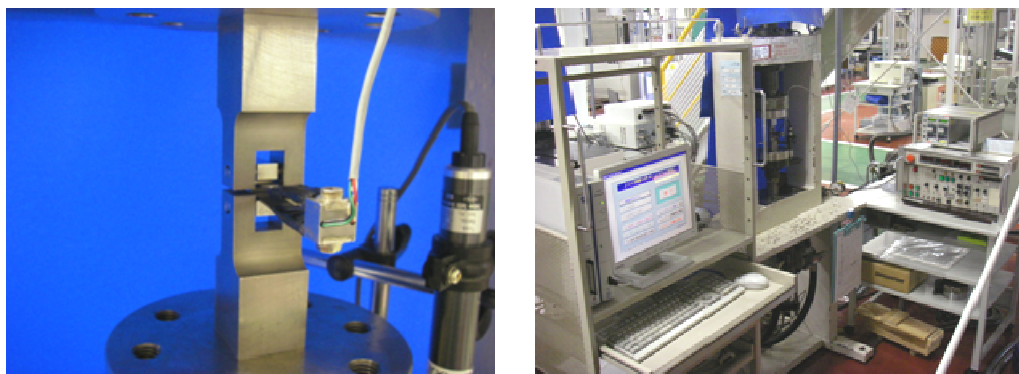


図 4-3-22 J_c 試験状況

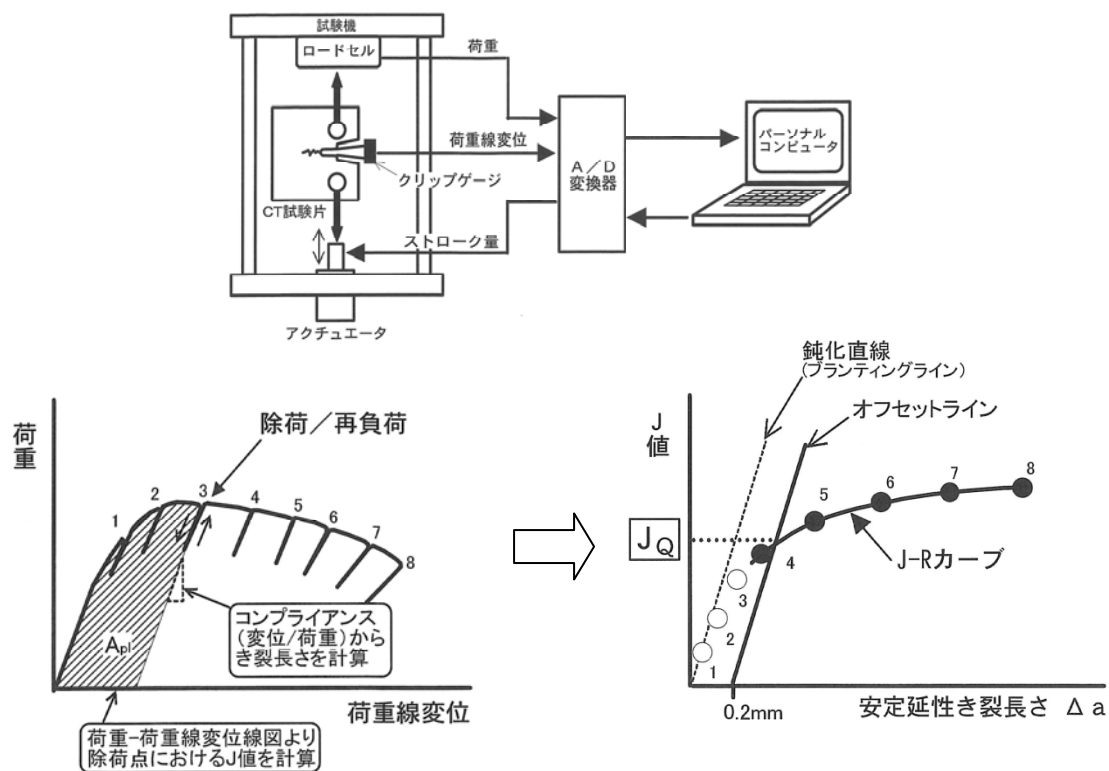


図 4-3-23 J_c 試験の概要図⁹⁾

$$J = K^2 (1 - \nu^2) / E + J_{Pl} \quad \cdots \quad \text{式 4-3-1}$$

ここで ,

$$J_{Pl} = (\eta \cdot A_{Pl}) / (B_N \cdot b_0)$$

$$\eta = 2 + 0.522 b_0 \cdot W$$

K : ASTM E-399 による K 値 (MPa · m^{1/2})

ν : ポアソン比

E : ヤング率 (GPa)

A_{Pl} : 荷重 - 開口変位曲線下の塑性成分エネルギー (N · mm)

B_N : 試験片正味厚さ (mm)

b_0 : リガメント長さ ($W - a$) (mm)

W : 試験片幅 (mm)

a : 予き裂長さ (mm)

である .

CT 試験片における ASTM E - 399 の K 値算出は式 4-3-2 を用いた .

$$K_Q = (P_Q / B \cdot W^{1/2}) \cdot f(a/W) \quad \cdots \quad \text{式 4-3-2}$$

ここで ,

$$f(a/W) = [(2+a/W)(0.886+4.64a/W-13.32(a/W)^2+14.72(a/W)^3-5.6(a/W)^4)] / (1-a/W)^{3/2}$$

P : 荷重 (本章では K_Q の算出に P_Q を用いている) (kN)

B : 試験片厚さ (mm)

B_N : 試験片正味厚さ (mm)

a : 予き裂長さ (mm)

W : 試験片幅 (mm)

である .

$$B \geq 25 (J_Q / \sigma_{flow}) \quad \cdots \quad \text{式 4-3-3}$$

$$b_0 \geq 25 (J_Q / \sigma_{flow}) \quad \cdots \quad \text{式 4-3-4}$$

ここで

$$\sigma_{flow} = (\sigma_{0.2} + \sigma_B) / 2$$

$\sigma_{0.2}$: 0.2% 耐力

σ_B : 引張強さ

(6) 試験結果

① 予ひずみ0% (破断鉄筋(15-1) , 現行鉄筋(G-8))

予ひずみ 0% の試験片の荷重と開口変位の関係を図 4-3-24 に, J 積分とき裂進展長さ (Δa) の関係を図 4-3-25 に, 試験片の破面観察写真を図 4-3-31 に示す.

破断鉄筋(15-1)は, 開口変位約 0.5mm が確認された後, 不安定破壊 (ぜい性破面) に移行したため, 不安定破壊発生時の J 値を求めて破壊じん性値 J_c とした. 破面は起点部 A の領域で疲労予き裂から 100 μ m 程度の間でディンプル破面が確認され, その後はへき開破面が続き, 終点部 C の領域はディンプル破面が確認された.

現行鉄筋(G-8)は, 疲労予き裂先端からミクロボイド合体型の安定延性き裂が発生・成長する延性破壊を呈し, 平面ひずみ条件を満足していたため破壊じん性値 J_{Ic} が得られた. 破面は起点部 A の領域においてディンプル破面が観察され, 安定延性き裂が進展しており破壊じん性試験結果とも一致する結果であった. B の領域以降は, 疲労载荷により強制破断させた時に進展した破面である. 初期部分は疲労によるき裂進展と考えられるストライエーション, 中期がディンプル破面, 後期は擬へき開破面が確認され, 終点部 C の領域はディンプル破面が確認された.

② 引張予ひずみ 5% (19-1), 9.3% (16-1), 17.5% (14-1) (すべて破断鉄筋)

各試験片の荷重と開口変位の関係および J 積分とき裂進展長さ (Δa) の関係を図 4-3-26, 図 4-3-27, 図 4-3-28 に, 試験片の破面観察写真を図 4-3-32, 図 4-3-33 に示す. 引張予ひずみ 5%, 9.3%, 17.5% のいずれの試験片も安定延性き裂は発生せず, 不安定破壊 (ぜい性破面) が生じたため, 不安定破壊発生時の J 値を求めて破壊じん性値 J_c とした. 破面は起点部 A の領域において, 疲労予き裂の先端から直接擬へき開破面が続き, 終点部 C の領域はディンプル破面が確認された.

③ 圧縮予ひずみ 10% (破断鉄筋(18-7) , 現行鉄筋(G-2))

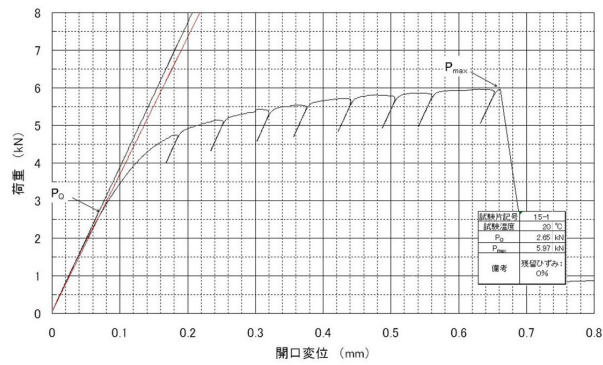
各試験片の荷重と開口変位の関係を図 4-3-29 に, 試験片の破面観察写真を図 4-3-34 に示す. 破断鉄筋, 現行鉄筋共に安定延性き裂の発生は確認されず, 荷重と開口変位の関係は非線形であるが不安定破壊を生じた. 不安定破壊発生時の J 値を求めて破壊じん性値 J_c とした. 破面は起点部 A の領域において疲労予き裂の先端から直接擬へき開破面が続き, 終点部 C の領域はディンプル破面が確認された.

④ 圧縮予ひずみ 20% (破断鉄筋(13-2-4) , 現行鉄筋(G-6))

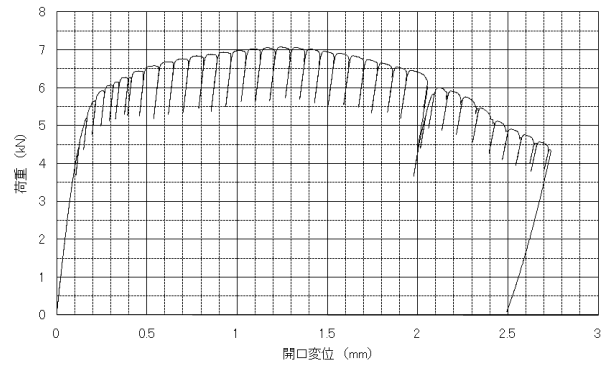
各試験片の荷重と開口変位の関係を図 4-3-30 に, 試験片の破面観察写真を図 4-3-35 に示す. 破断鉄筋, 現行鉄筋共に荷重と開口変位の関係は線形となり, この領域で疲労予き裂先端から直接不安定破壊が生じた. ここで, 線形破壊力学が適用可能な状態であるかを確認するために, ASTM E399 の K_{Ic} 試験における平面ひずみ条件との適合を確認したが満足しなかった. しかし, 規格要求板厚との差異はわずかであったことから, 平面ひずみ破壊じん性値 K_{Ic} に近い値が得られたものと考えられる.

破面は起点部 A の領域において疲労予き裂の先端から直接擬へき開破面が続き, 終点部 C の領域はディンプル破面が確認された.

各試験片の試験結果一覧を表 4-3-4 に示す. 予ひずみを導入した試験片では, 安定延性き裂を伴っていないため, J_c 値を用いて不安定破壊を想定した破壊じん性値である $K_c(J)$ として整理した. 算出方法は破壊発生時の J 値を J_c 値とし, $K_c(J) = (J_c \cdot E)^{1/2}$ の関係で K 値に換算した. また, 今回の結果を用いて K_{Ic} 試験として整理した結果を表 4-3-5 に示す. なお, 平面ひずみ条件との適合を確認したが, すべて満足しなかった.

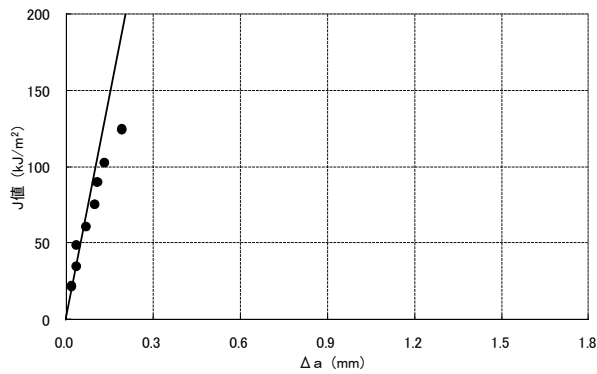


(a) 破断鉄筋(15-1)

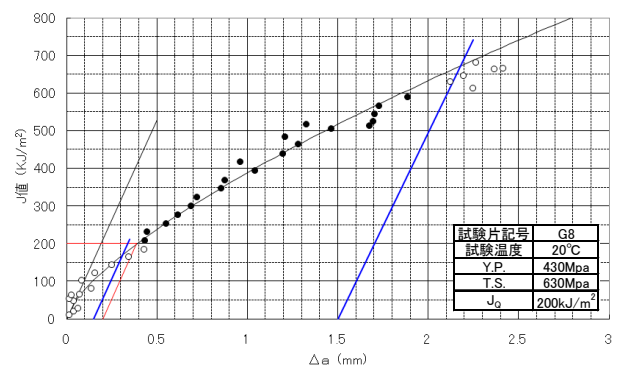


(b) 現行鉄筋(G-8)

図 4-3-24 荷重と開口変位の関係 (予ひずみ 0%)

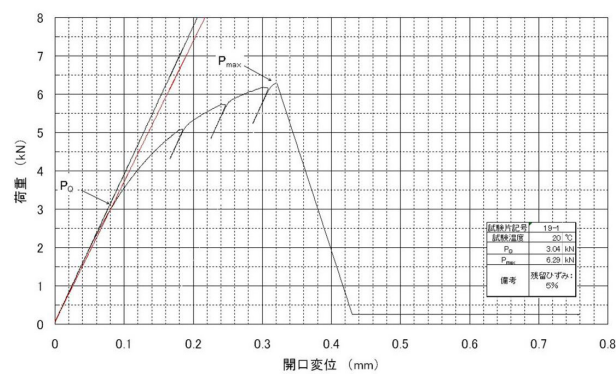


(a) 破断鉄筋(15-1)

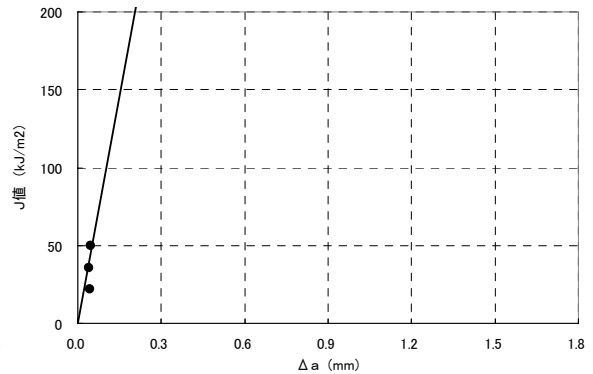


(b) 現行鉄筋(G-8)

図 4-3-25 J 積分—き裂進展長さ (Δa) の関係 (予ひずみ 0%)

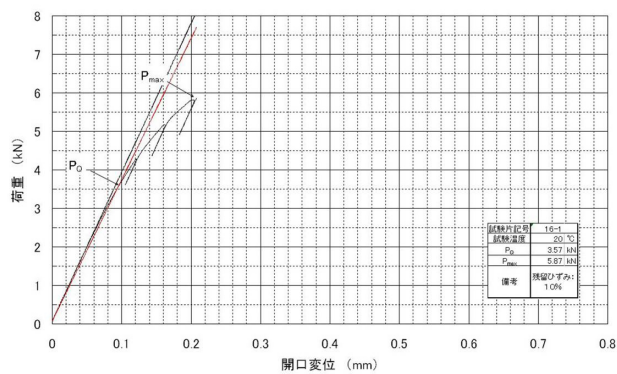


(a) 荷重と開口変位の関係

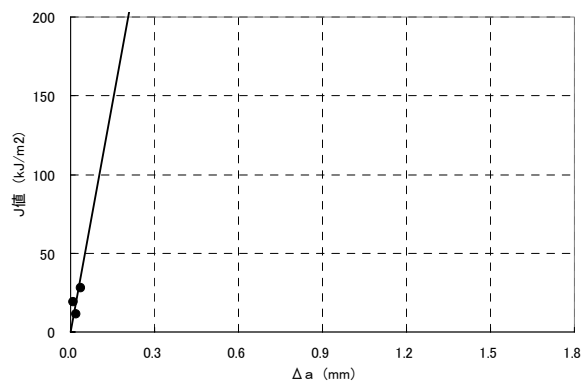


(b) J 積分—き裂進展長さ (Δa) の関係

図 4-3-26 破断鉄筋(19-1) (引張予ひずみ 5%)



(a) 荷重と開口変位の関係



(b) J 積分—き裂進展長さ (Δa) の関係

図 4-3-27 破断鉄筋 (16-1) (引張予ひずみ 9.3%)

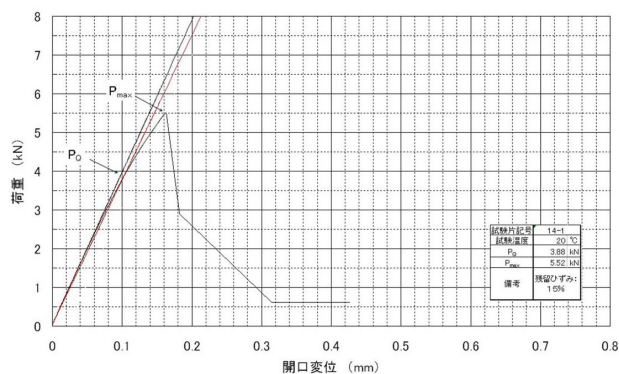
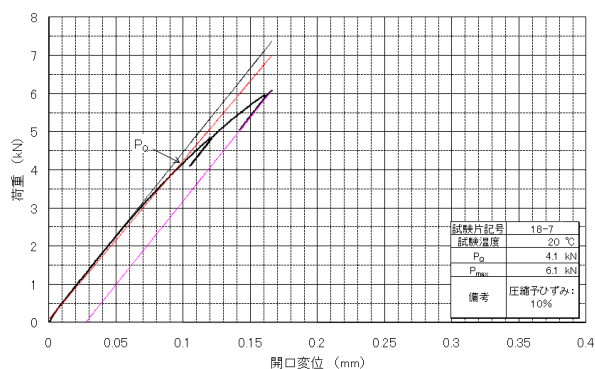
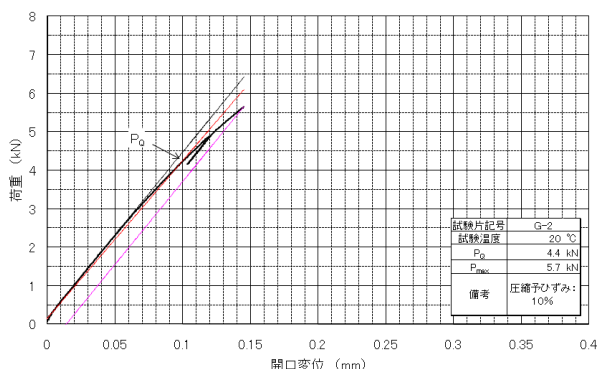


図 4-3-28 荷重と開口変位の関係破断鉄筋 (14-1) (引張予ひずみ 17.5%)

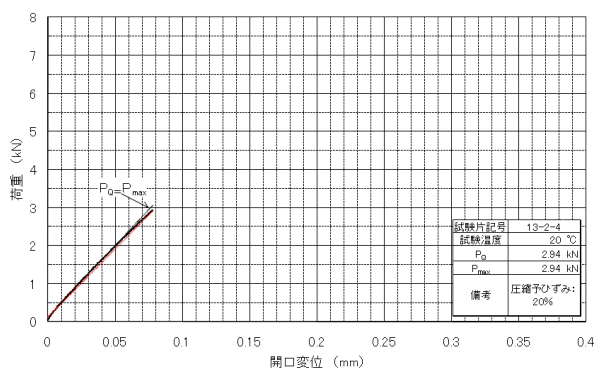


(a) 破断鉄筋 (18-7)

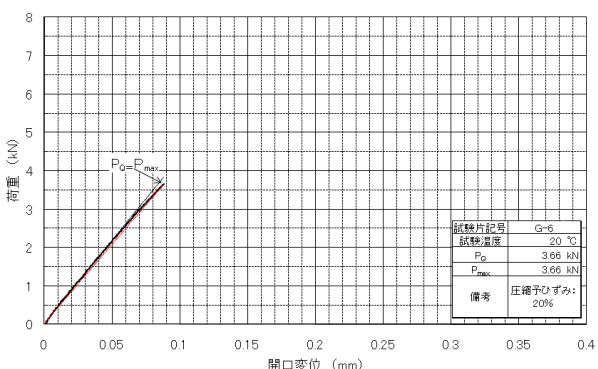


(b) 現行鉄筋 (G-2)

図 4-3-29 荷重と開口変位の関係 (圧縮予ひずみ 10%)

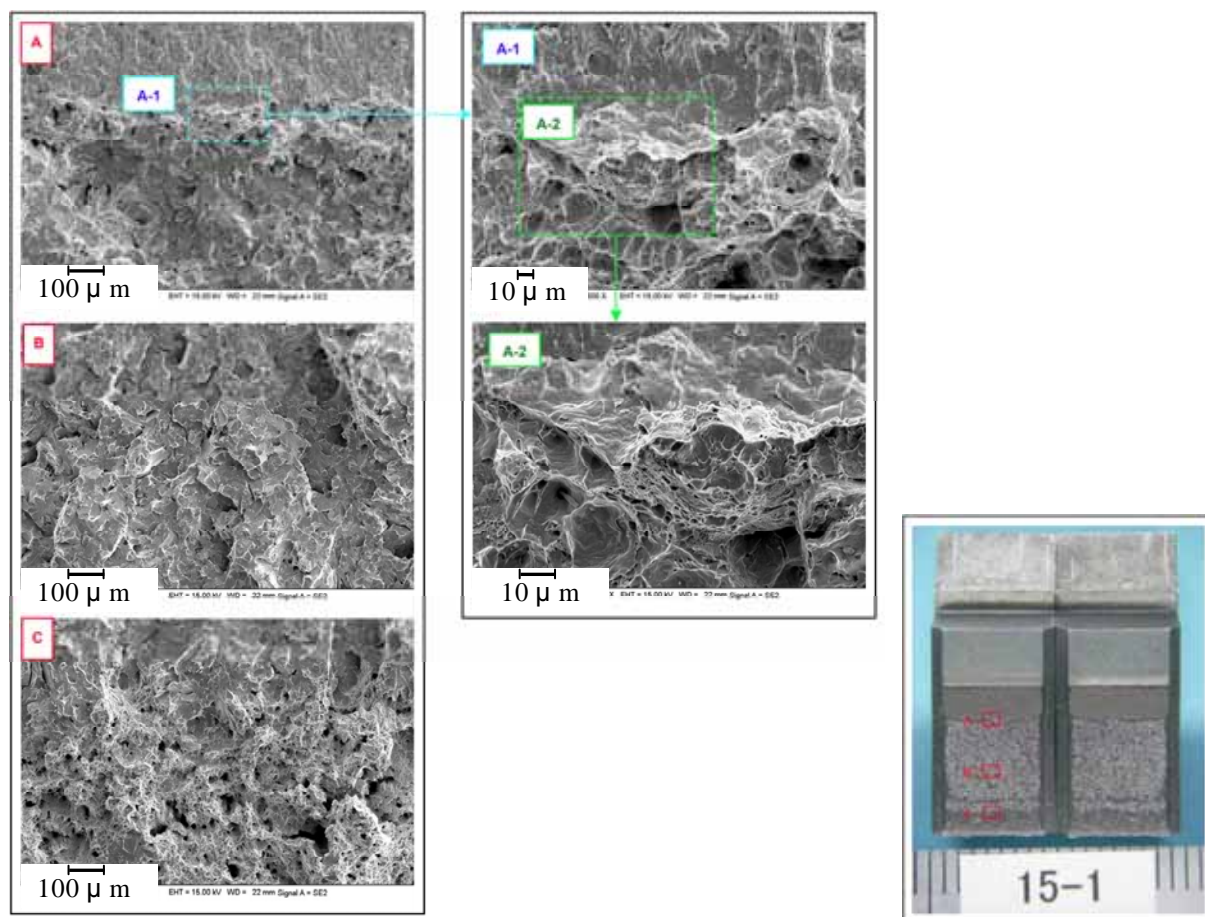


(a) 破断鉄筋 (13-2-4)

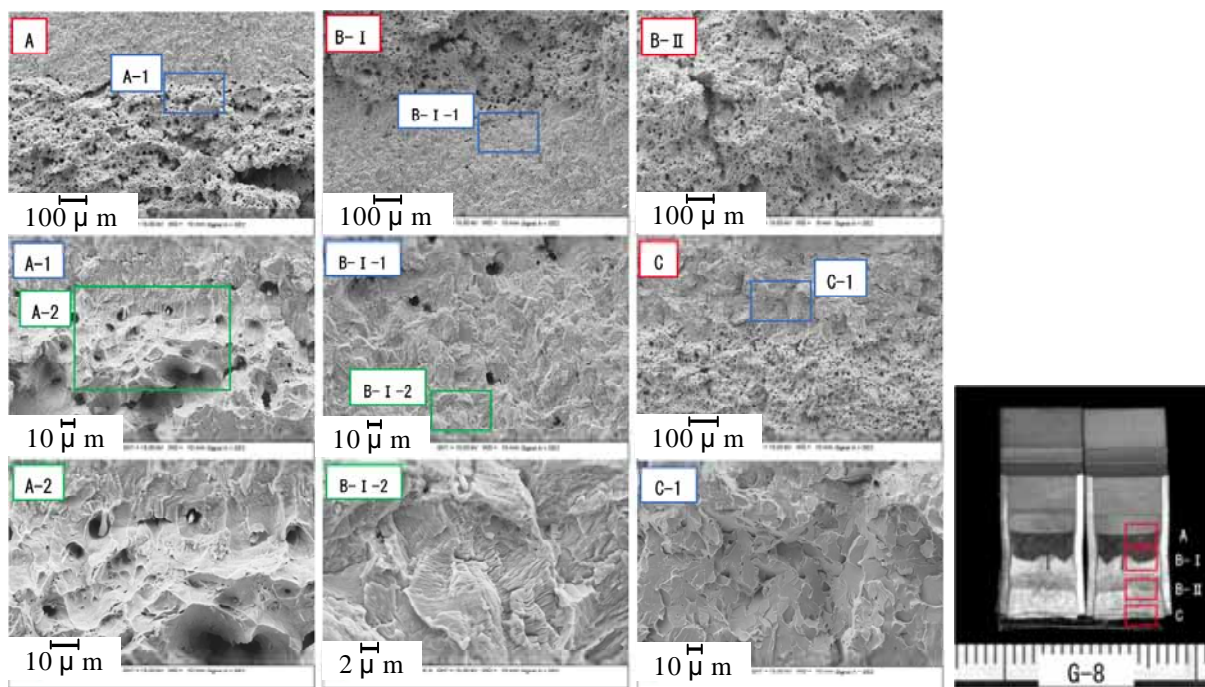


(b) 現行鉄筋 (G-6)

図 4-3-30 荷重と開口変位の関係 (圧縮予ひずみ 20%)

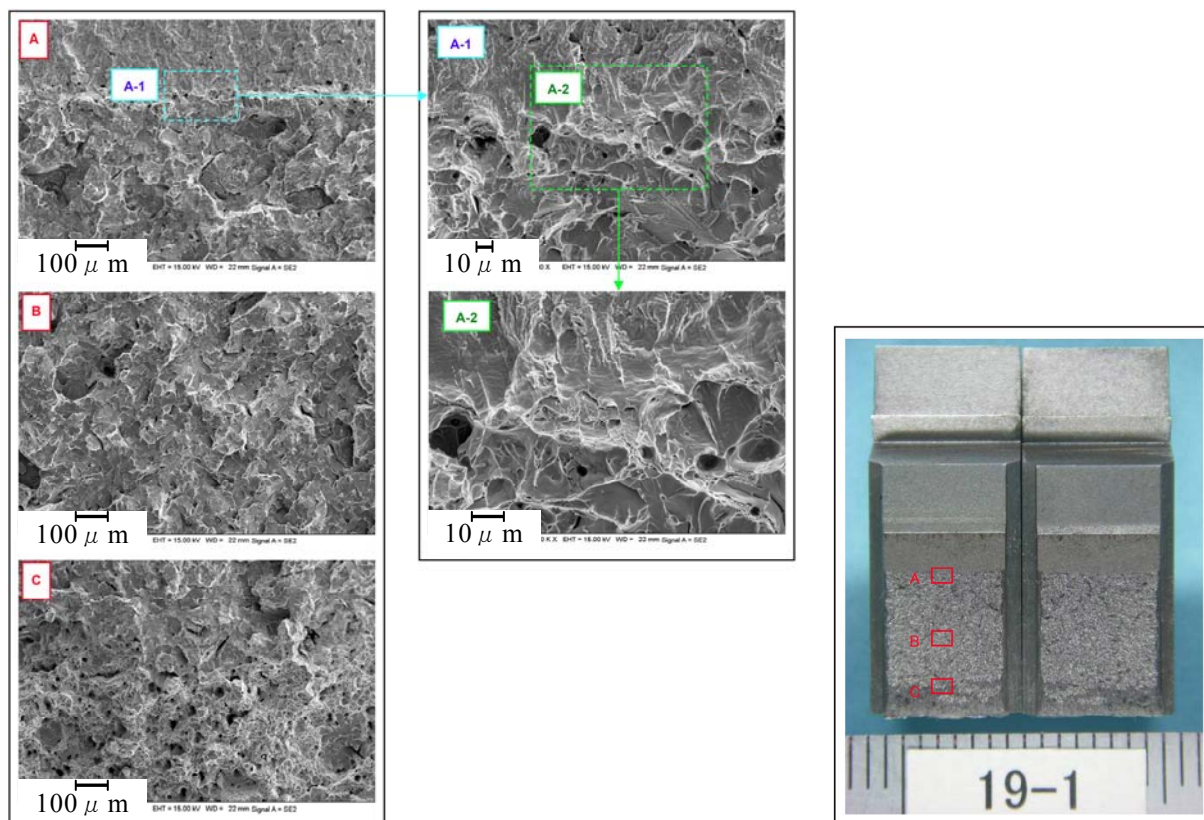


(a) 破断鉄筋(15-1)

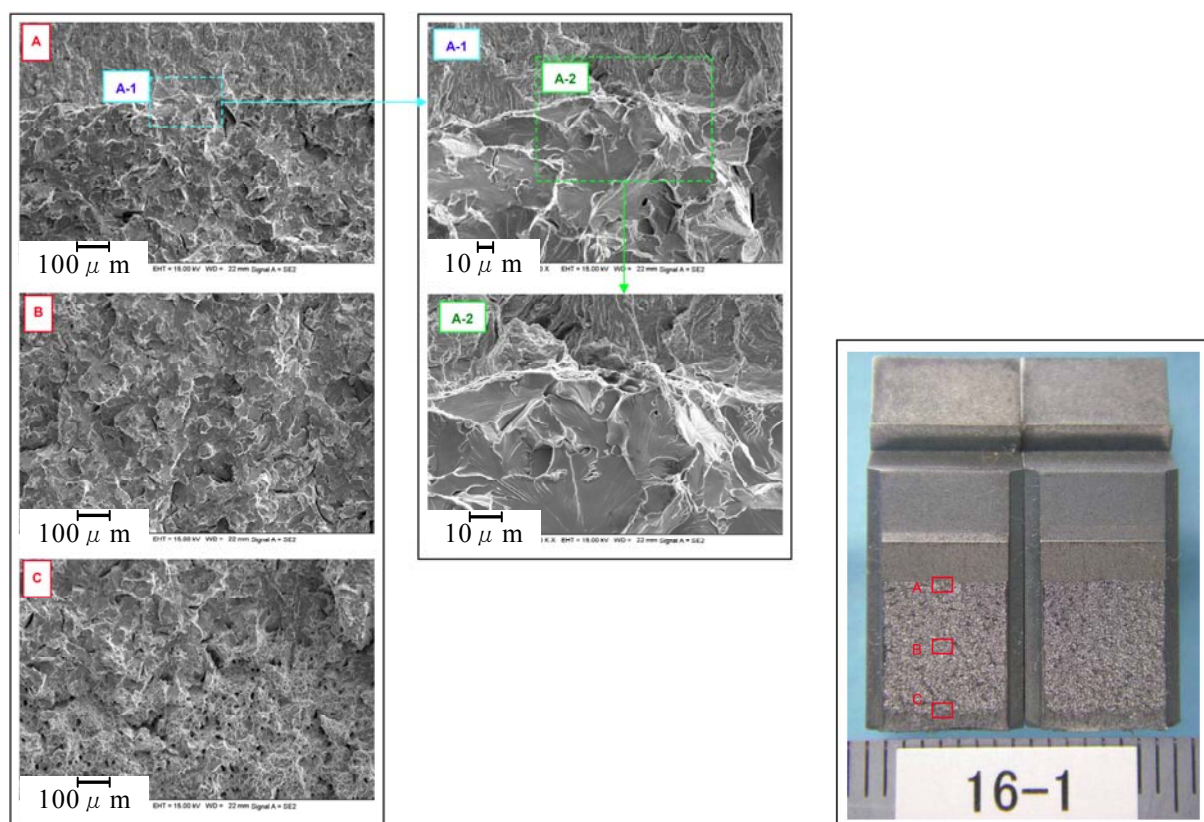


(b) 現行鉄筋(G-8)

図 4-3-31 試験片破面観察写真 (予ひずみ 0%)



(a) 破断鉄筋(19-1) (引張予ひずみ5%)



(b) 破断鉄筋(16-1) (引張予ひずみ 9.3%)

図 4-3-32 試験片破面観察写真

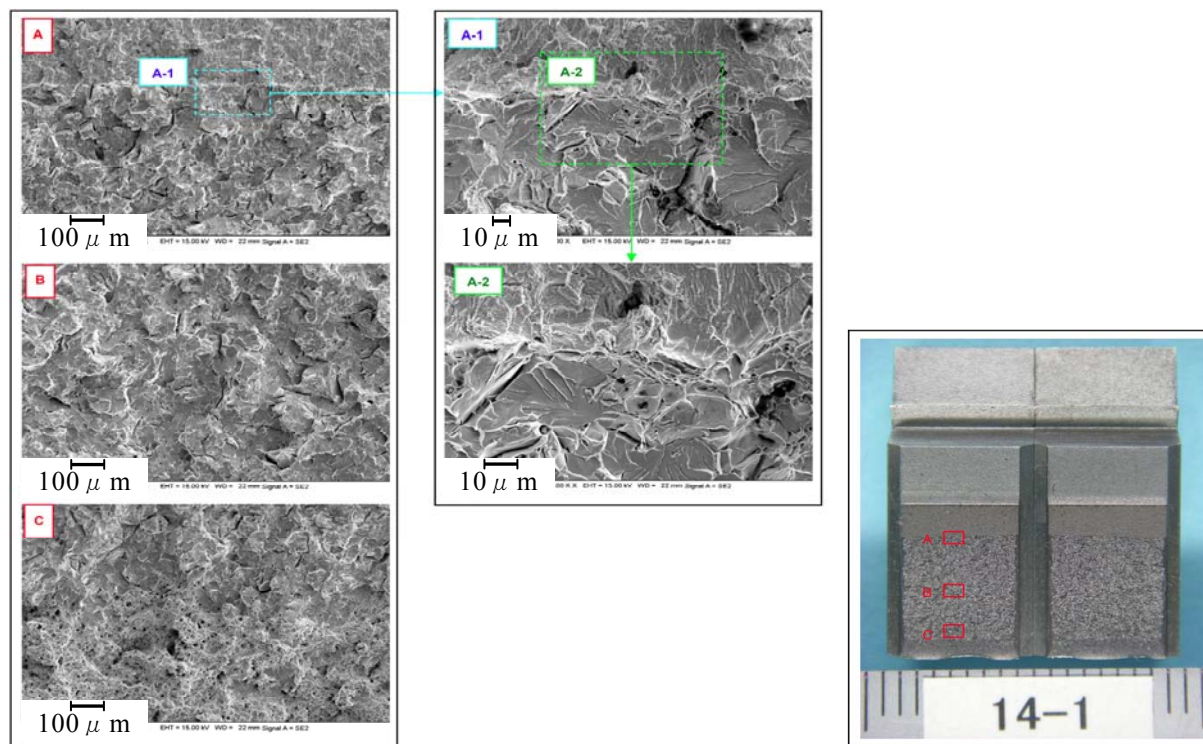
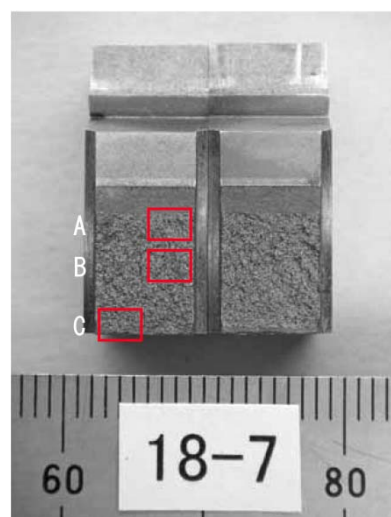
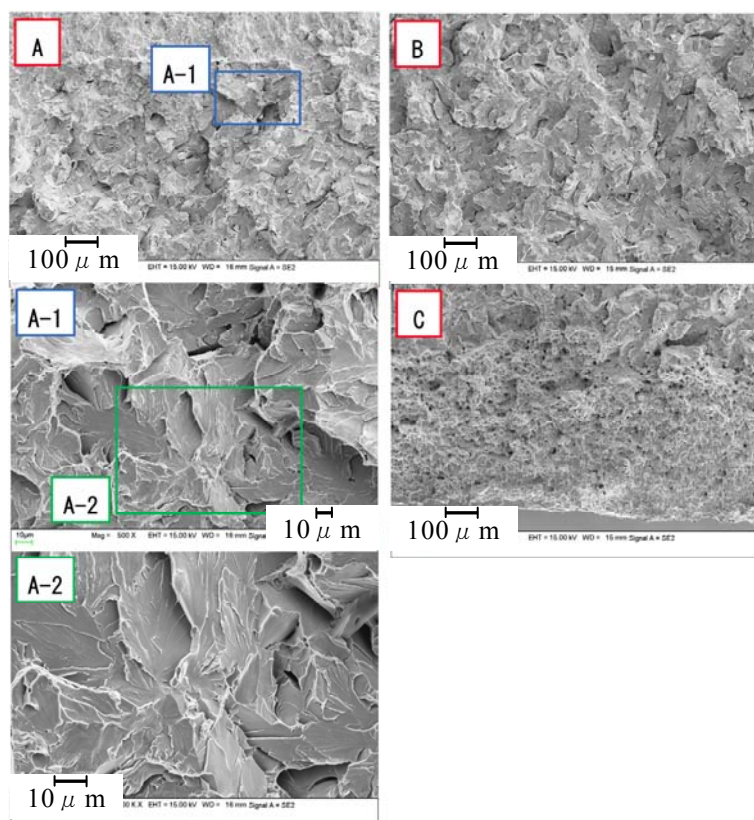
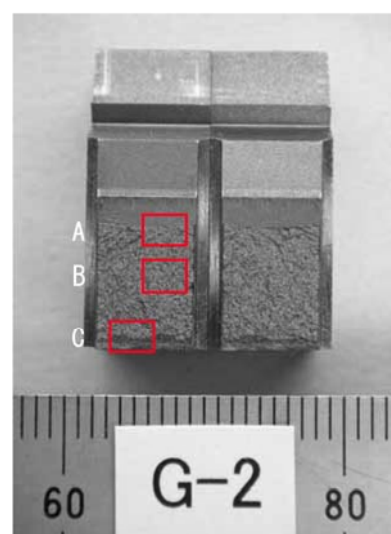
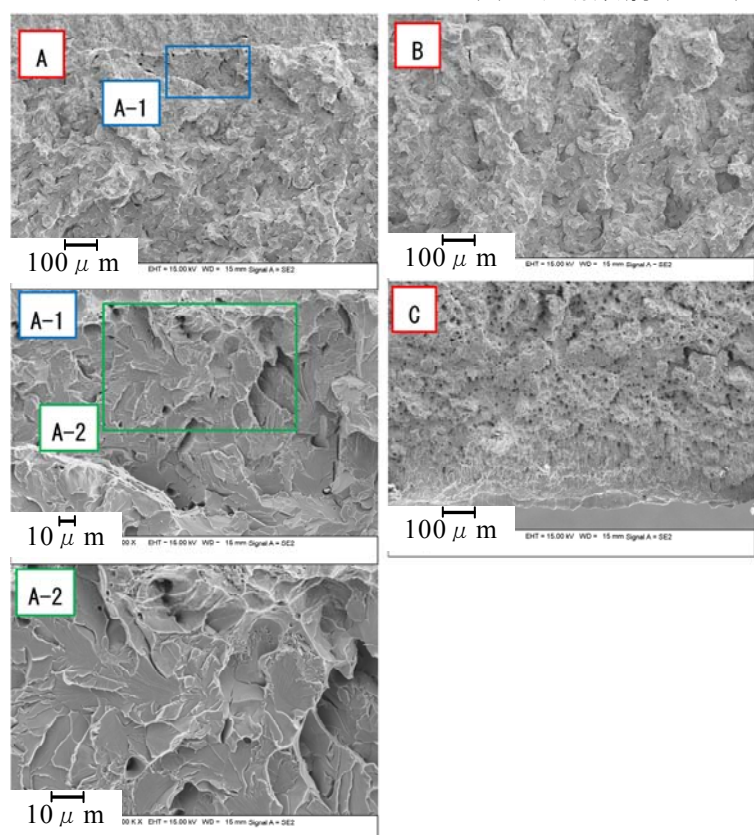


図 4-3-33 試験片破面観察写真 破断鉄筋(14-1) (引張予ひずみ 17.5%)

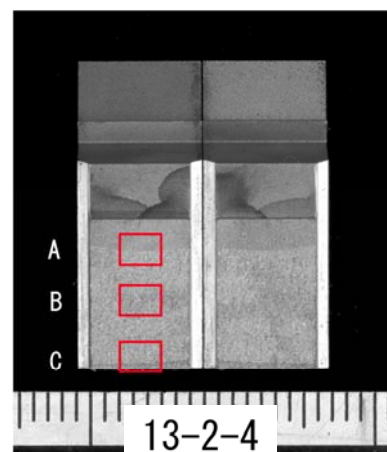
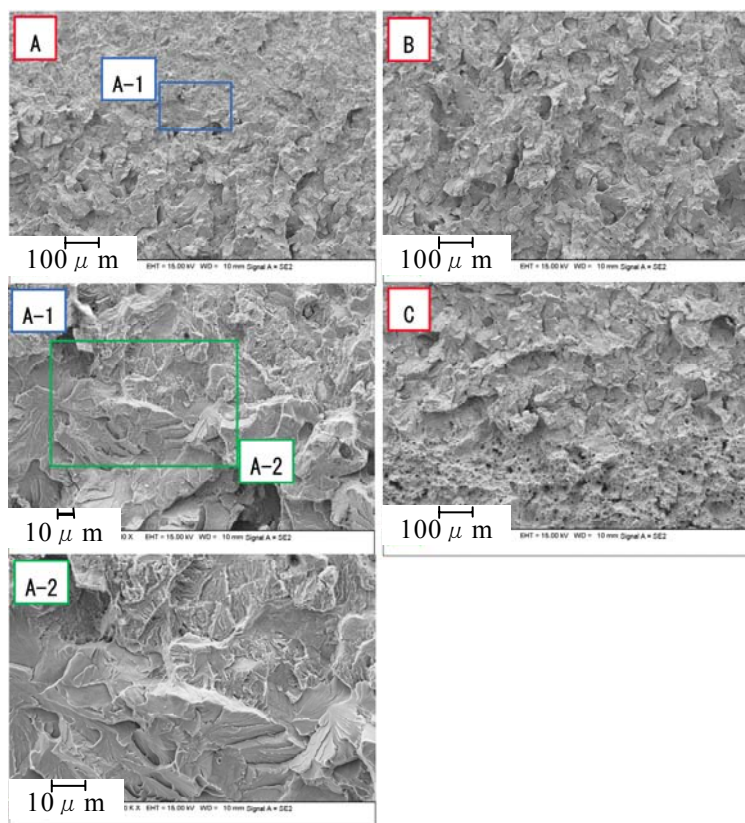


(a) 破断鉄筋 (18-7)

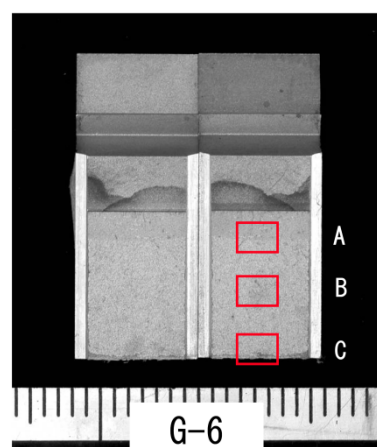
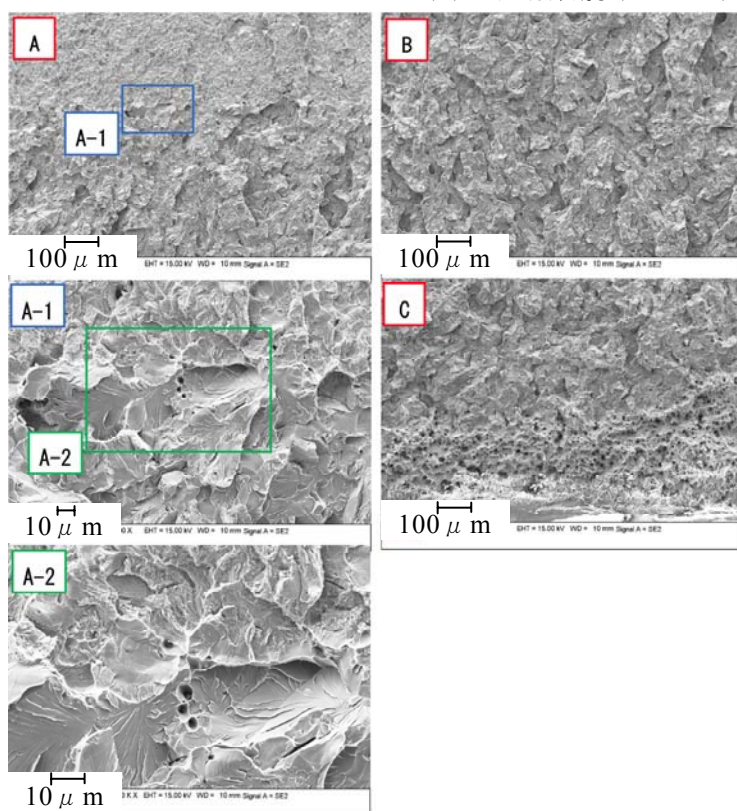


(b) 現行鉄筋 (G-2)

図4-3-34 試験片破面観察写真 (圧縮予ひずみ10%)



(a) 破断鉄筋 (13-2-4)



(b) 現行鉄筋 (G-6)

図4-3-35 試験片破面観察写真 (圧縮予ひずみ20%)

表 4-3-4 J_{IC}, J_c 試験結果一覧

鉄 筋 種 別			現行鉄筋			破断鉄筋					
予 ひ ず み			なし	圧縮		なし	圧縮		引張		
			0%	10%	20%	0%	10%	20.8%	5%	9.3%	17.5%
試 験 片 記 号			G-8	G-2	G-6	15-1	18-7	13-2-4	19-1	16-1	14-1
試験片厚さ	B	mm	8.80	8.84	8.81	8.80	8.85	8.81	8.80	8.80	8.80
試験片正味厚さ	B _N	mm	7.04	7.03	7.04	7.02	7.06	7.01	7.01	7.01	7.02
試験片幅	W	mm	17.5	17.5	17.5	17.5	17.5	17.5	17.5	17.5	17.5
機械切欠長さ	M	mm	7.01	6.99	7.01	7.07	6.98	6.99	7.05	7.05	7.03
疲労き裂長さ mm	a _{fmin}	最小値	1.71	1.83	1.75	2.03	1.83	1.67	2.11	2.09	2.01
	a _{fmax}	最大値	2.04	2.15	2.14	2.33	2.06	2.24	2.28	2.24	2.23
	a _f	平均値	1.95	2.01	2.04	2.23	2.04	2.14	2.21	2.19	2.17
初期き裂長さ	a ₀	mm	8.96	9.00	9.05	9.30	9.02	9.13	9.26	9.24	9.20
初期リガメント長さ	b ₀ = W - a ₀	mm	8.54	8.49	8.45	8.20	8.46	8.37	8.24	8.26	8.30
試験温度		℃	20	20	20	20	20	20	20	20	20
ビッカース硬度	HV10		163	230	251	173	226	249	209	221	272
有効降伏点 ¹⁾	σ _{flow} ¹⁾	MPa	530	748	816	486	635	700	587	621	764
ヤング率	E	GPa	217	217	217	213	213	213	213	213	213
ポアソン比	ν		0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
J _c 値	J _c	kJ/m ²	—	15.6	5.9	123.5	20.3	4.1	50.5	26.6	17.5
J _Q 値	J _Q	kJ/m ²	200	—	—	—	—	—	—	—	—
dJ/da	dJ/da	MJ/m ³	362	—	—	—	—	—	—	—	—
延性き裂進展量	Δ a	mm	2.54	—	—	—	—	—	—	—	—
B ≥ 25 (J _Q / σ _{flow})			9.43/NG	—	—	—	—	—	—	—	—
b ₀ ≥ 25 (J _Q / σ _{flow})			9.43/NG	—	—	—	—	—	—	—	—
dJ/da < σ _{flow}			362/OK	—	—	—	—	—	—	—	—
K _C (J) 値 ²⁾	K _C (J)	MPa・m ^{1/2}	—	58.3	35.8	162.2	65.8	29.6	103.7	75.3	61.1
K(J _Q) 値 ³⁾	K(J _Q)	MPa・m ^{1/2}	218.4	—	—	—	—	—	—	—	—

1) $\sigma_{\text{flow}} = (\sigma_{0.2} + \sigma_B) / 2$

予ひずみ供試材の σ_B および $\sigma_{0.2}$ は $\sigma = \sigma_{0.2}$ (予ひずみ 0%) × (予ひずみ供試材硬度 / 予ひずみ 0%の硬度) として求めた。

2) $K_C(J) = (J_C \cdot E)^{1/2}$

3) $K(J_Q) = (J_Q \cdot E / (1 - \nu^2))^{1/2}$

表4-3-5 K_{Ic} 試験結果一覧

鉄 筋 種 別			現行鉄筋		破断鉄筋					
予 ひ ず み			圧縮		なし	圧縮		引張		
			10%	20%	0%	10%	20.8%	5%	9.3%	17.5%
試 験 片 記 号			G-2	G-6	15-1	18-7	13-2-4	19-1	16-1	14-1
試験片厚さ	B	mm	8.84	8.81	8.80	8.85	8.81	8.80	8.80	8.80
試験片正味厚さ	B _N	mm	7.03	7.04	7.02	7.06	7.01	7.01	7.01	7.02
試験片幅	W	mm	17.5	17.5	17.5	17.5	17.5	17.5	17.5	17.5
0.2%耐力	σ _{0.2}	MPa	607	662	355	464	511	429	453	558
P _Q 荷重	kN		4.39	3.66	2.65	4.10	2.94	3.04	3.57	3.88
最大荷重	P _{max}	kN	5.65	3.66	5.97	6.09	2.94	6.29	5.87	5.52
機械切欠長さ	M	mm	6.99	7.01	7.07	6.98	6.99	7.05	7.05	7.03
疲労き裂長さ mm	0/4・B	a _{f0}	1.83	1.91	2.03	1.94	1.99	2.11	2.09	2.01
	1/4・B	a _{f1}	2.03	2.07	2.23	2.01	2.15	2.21	2.24	2.13
	2/4・B	a _{f2}	2.13	2.14	2.33	2.04	2.24	2.26	2.19	2.18
	3/4・B	a _{f3}	2.09	2.02	2.26	2.05	2.03	2.21	2.19	2.21
	4/4・B	a _{f4}	1.97	1.75	2.13	1.83	1.67	2.13	2.14	2.23
	最小値	a _{fmin}	1.75	1.75	2.03	1.67	1.67	2.11	2.09	2.01
	最大値	a _{fmax}	2.14	2.14	2.33	2.24	2.24	2.28	2.24	2.23
き裂長さ	a ¹⁾	mm	9.07	9.09	9.34	9.01	9.13	9.28	9.26	9.20
係数	f(a/w)		10.24	10.26	10.76	10.13	10.34	10.63	10.59	10.48
K _Q 値	MPa・m ^{1/2}		43.1	36.0	27.4	39.8	29.2	31.1	36.4	39.1
P _{max} /P _Q ≦ 1.1			1.29	1.00	2.25	1.49	1.00	2.07	1.64	1.42
			NO	OK	NO	NO	OK	NO	NO	NO
B ≧ 2.5 (K _Q /σ _{0.2}) ²			12.6	7.4	14.9	18.3	8.2	13.1	16.1	12.3
			NO	NO	NO	NO	NO	NO	NO	NO
a ≧ 2.5 (K _Q /σ _{0.2}) ²			12.6	7.4	14.9	18.3	8.2	13.1	16.1	12.3
			NO	OK	NO	NO	OK	NO	NO	NO
K _{Ic} 値	MPa・m ^{1/2}		—	—	—	—	—	—	—	—

1) $a = M + (a_{f1} + a_{f2} + a_{f3}) / 3$

2) 予ひずみ供試材の $\sigma_{0.2}$ は $\sigma = \sigma_{0.2}$ (予ひずみ 0%) × (予ひずみ供試材硬度 / 予ひずみ 0%の硬度) として求めた。

(7) 破壊じん性値と予ひずみ量の関係

破壊じん性値と予ひずみ量の関係を調べるために、破壊特性値 K_c と J_c の間にはモードⅠのもとでは式 4-3-5 の関係が成立すること⁸⁾を用いて、 J 値を K 値に換算して評価した。換算方法については式 4-3-6 を用いた。

$$J_c = K_c^2 / E' \quad \dots \text{式 4-3-5}$$

$$K_c = (J_c \cdot E')^{1/2} \quad \dots \text{式 4-3-6}$$

$$\text{ここで } E' = \begin{cases} E/(1-\nu^2) & (\text{平面ひずみ}) \\ E & (\text{平面応力}) \end{cases}$$

予ひずみ 0%の現行鉄筋については、平面ひずみ条件下での破壊じん性値 J_{Ic} が得られていることから、 $E'=E/(1-\nu^2)$ を用い、 $J=J_{Ic}$ として換算した。

圧縮予ひずみ 20%の破断鉄筋、現行鉄筋に関しては、ほぼ K_{Ic} とみなせる値が得られたため、その値で評価を行い、その他については平面ひずみ条件下での破壊ではないことから、 $E'=E$ を用い $J=J_c$ (不安定破壊発生時の J) を用いて換算した。

破壊じん性値と予ひずみ量の関係を図4-3-36に示す。予ひずみ量0%では現行鉄筋は破断鉄筋と比較して良好な破壊じん性値を示したが、圧縮予ひずみ量10%および20%ではその差はわずかであった。破断鉄筋は圧縮予ひずみを20%与えることにより破壊じん性値は約80%低下した。圧縮予ひずみは引張予ひずみと比較して予ひずみ導入による破壊じん性値の減少が大きい傾向を示した。

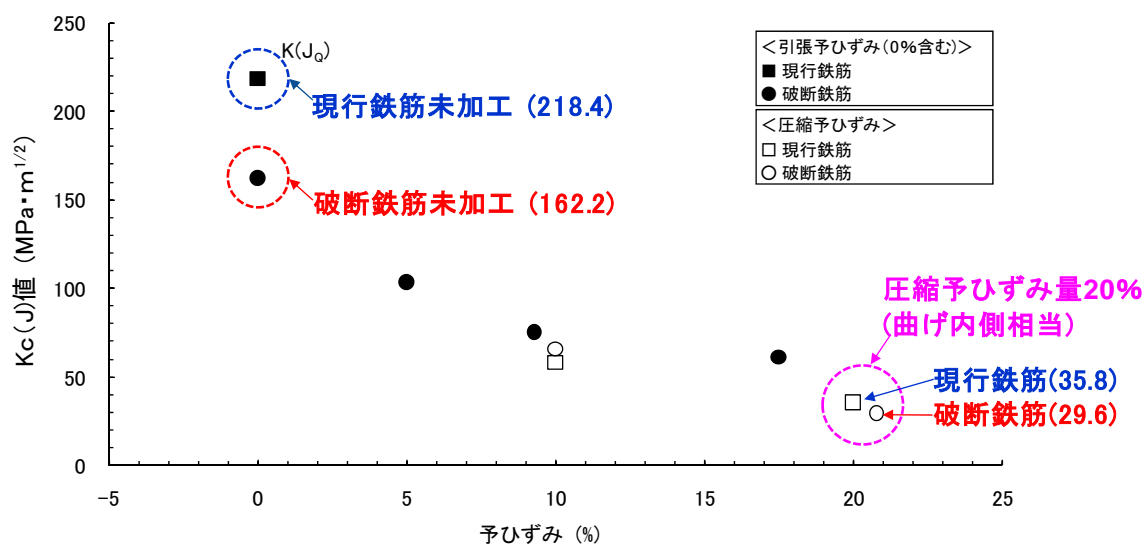


図4-3-36 破壊じん性値と予ひずみ量の関係

(8) 破壊じん性とビッカース硬さの関係

破壊じん性値とビッカース硬さの関係を図4-3-37に示す。硬度が高くなるほど破壊じん性値が低下する傾向が確認できた。ただし、引張予ひずみを与えた際に絞りが確認された破断鉄筋の引張予ひずみ17.5%に関しては、硬度に対して破壊じん性値が若干大きくなった。

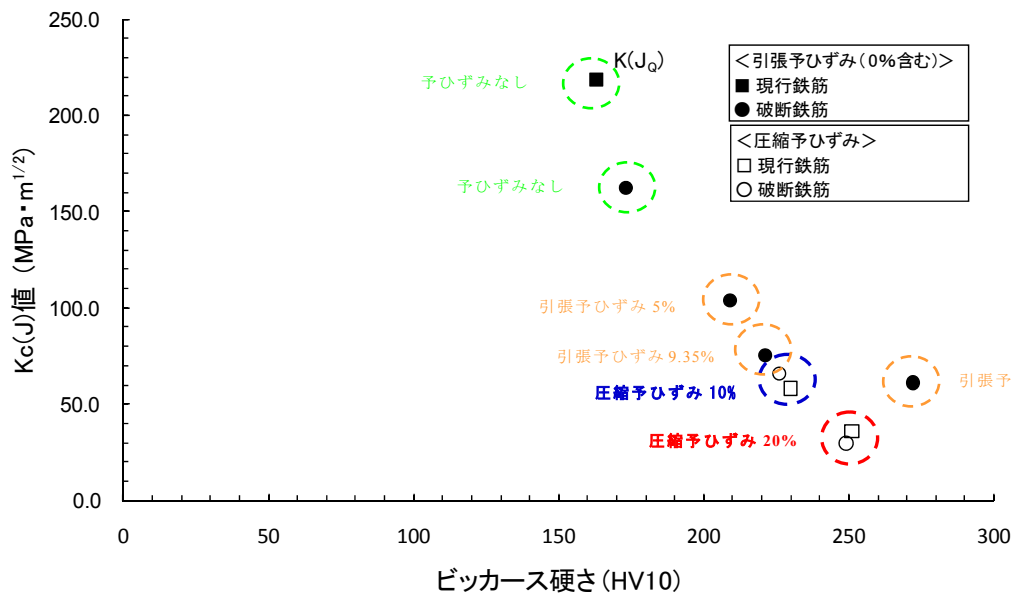


図4-3-37 破壊じん性値とビッカース硬さの関係

(9) ぜい性破壊に対する破壊力学評価

平面ひずみ破壊じん性値が得られた圧縮予ひずみ量 20%の場合を対象に，曲げを受ける丸棒に表面き裂が存在する場合の表面き裂寸法と曲げ応力の関係を，破壊力学を適用して求める．片側き裂を有する丸鋼を図 4-3-38 に示す．

① 曲げを受ける表面き裂付き丸棒の K 値

曲げを受ける丸棒の K 値は、式 4-3-7^{10), 11)}で与えられる．

$$K = \sigma \sqrt{\pi a} \left[1.12 - (2.37/D + 0.36/R)a + \left\{ 4.44/D^2 + 0.663/(R \cdot D) \right\} a^2 + \left\{ 1.35/D^3 - 2.81/(R \cdot D^2) \right\} a^3 \right]$$

・・・ 式 4-3-7

ここで、 σ ：丸棒表面での曲げ応力

a ：表面き裂深さ、 R ：表面き裂の曲率、 D ：直径

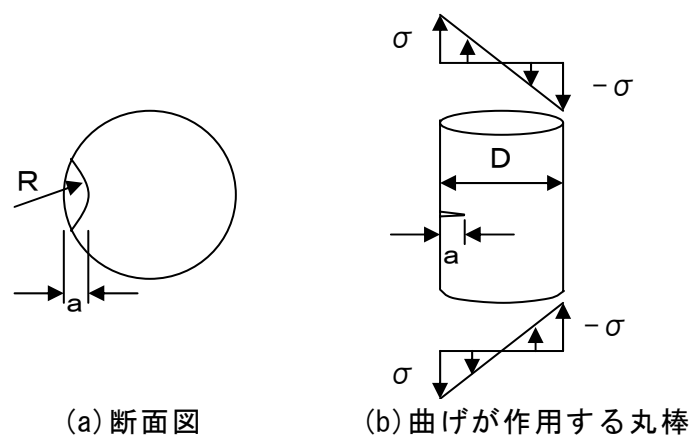


図 4-3-38 片側き裂を有する丸棒

② 表面き裂寸法と曲げ(引張)応力の関係

ぜい性破壊発生条件は式 4-3-8 で与えられる.

$$K = K_{Ic} \quad \cdots \text{式 4-3-8}$$

式 4-3-8 の左辺に式 4-3-7 を, 右辺に破断鉄筋と現行鉄筋の破壊じん性値を代入し, D を 32mm、簡単のため $R = \infty$ として表面き裂深さ a と曲げ(引張)応力 σ の関係を求めると図 4-3-39 のようになる.

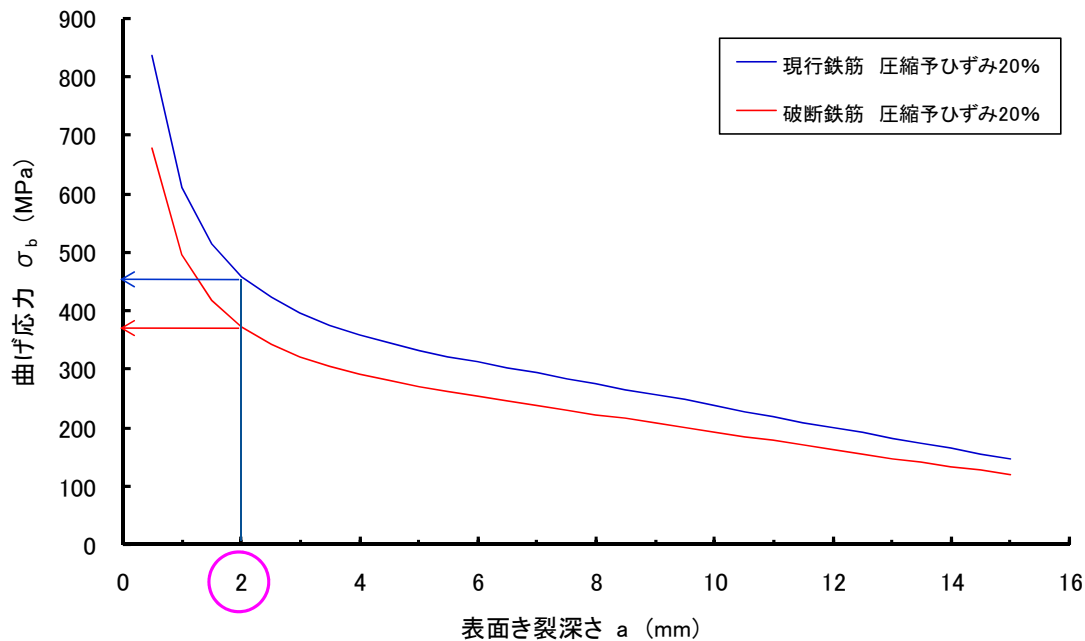


図4-3-39 引張応力と表面き裂深さの関係 (D32)

例えば, 深さ 2 mm の表面き裂が 20% 圧縮予ひずみを受ける部位に存在すると, 破断鉄筋では 370MPa 程度, 現行鉄筋でも 460MPa 程度の曲げ応力が存在するとぜい性破壊を生じる可能性がある. 破断鉄筋は現行鉄筋より 20% 程度低い曲げ(引張)応力でぜい性破壊を生じる可能性がある.

4. 3. 3 まとめ

実橋脚で破断が生じた破断鉄筋と現行鉄筋により, 破壊じん性値を測定した. 得られた結果をまとめると以下のとおりである.

- (1) 破壊じん性値と予ひずみ量の関係では, 予ひずみ量 0% において現行鉄筋は破断鉄筋と比較して良好な破壊じん性値を示したが, 圧縮予ひずみ量 10% および 20% ではその差はわずかであった.
- (2) 破断鉄筋は圧縮予ひずみを 20% 与えることにより破壊じん性値は約 80% 低下した.
- (3) 圧縮予ひずみは引張予ひずみと比較して予ひずみ導入による破壊じん性値の減少が大きい傾向を示した.
- (4) 圧縮予ひずみ 20% の試験で得られた破壊じん性値を用いて, 破壊力学で破断時のき裂深さと引張応力の関係を求めると, 例えば, 深さ 2mm 表面き裂が圧縮予ひずみ 20% を受ける部位に存在すると, 破断鉄筋は現行鉄筋より 20% 程度低い曲げ(引張)応力でぜい性破壊を生じる可能性がある.

4. 4 結言

本章では、曲げ加工用ベンダーを使用して曲げ加工実験を行い、節の変形やき裂の発生、ビッカース硬さにより加工硬化を確認した。破断鉄筋と現行鉄筋の破壊じん性値を確認した。得られた結果をまとめると以下のとおりである。

- (1) 鉄筋曲げ加工用ベンダーによる曲げ加工では、曲げ内側の節が支点ローラー部分に強く押しつけられ、鉄筋中心方向に押しつぶされた様相がうかがえた。また、曲げ半径が小さいほど変形の度合いが大きくなった。
- (2) 節の付根の形状が改善されている現行鉄筋においても、曲げ半径が小さい場合や節の付根の曲率半径が小さい場合にき裂が生じることがある。
- (3) ビッカース硬さは、加工度の大きい曲げ内側、曲げ外側において硬度の上昇が確認できた。き裂の近傍の硬さは 300 HV10 を超える値を示し、節の付根部のき裂近傍は加工硬化の影響が大きかった。
- (4) 破断鉄筋と現行鉄筋の破壊じん性値を比較すると、加工なしの状態では現行鉄筋は良好な破壊じん性値を示したが、圧縮予ひずみ量 10%および 20%ではその差はわずかであった。圧縮予ひずみは引張予ひずみと比較して予ひずみ導入による破壊じん性値の減少が大きい傾向を示した。
- (5) 破壊じん性値を用いて、破壊力学で破断時のき裂深さと曲げ(引張)応力の関係を求めると、破断鉄筋は現行鉄筋よりも小さい応力で破断する可能性が考えられる。

本章の参考文献

- 1) 幸左賢二，川島恭志，眞野裕子，佐々木一則：アルカリ骨材反応による鉄筋破断メカニズム推定のための材料試験，構造工学論文集，vol.52A，pp.951-958，2006
- 2) 幸左賢二，川島恭志，合田寛基，興梠展朗：ASR 実構造物の鉄筋損傷に着目した調査・検討，構造工学論文集，Vol.54A，pp.769-774，2008
- 3) 原田哲夫，坂田祥文，永藤政敏，合田寛基：ASR 膨張による鉄筋曲げ加工部での破断に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.29，No.1，pp.1281-1286，2007
- 4) 佐々木一則，久利良夫，五十嵐弘行，宮川豊章：鉄筋曲げ加工部のひずみおよび応力分布に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.1，pp.987-992，2008
- 5) 普通鋼電炉工業会電炉鉄筋棒鋼品質調査委員会：電炉鉄筋棒鋼品質調査報告書，2008
- 6) (財)日本規格協会：JIS ハンドブック 鉄鋼 I，pp.1951-1953，2009
- 7) 小原嗣朗：金属材料概論(増補版)，朝倉書店，pp.98-103，pp.173-176，2003
- 8) (社)日本材料学会関西支部：最近の破壊力学とその応用に関する講習会資料，2007
- 9) (株)コベルコ科研：金属材料の破壊じん性試験，こべるにくす，Vol.7，No.1，pp.12-14，1998
- 10) 木内晃，青木満，小林真人，池田一夫，表面切欠を有する丸棒のぜい性破壊強度評価，鉄と鋼，第 68 年(1982)第 13 号，pp1830-1838
- 11) (社)日本材料学会破壊力学部門委員会，Stress Intensity Factors Handbook Vol.2，(社)日本材料学会 & Elsevier Science Ltd.，pp666

第5章 鉄筋の曲げ加工による残留応力と

アルカリ骨材反応による膨張力の影響

5. 1 緒言

アルカリ骨材反応による鉄筋破断のメカニズムを検討するためには、鉄筋の曲げ加工により発生するひずみや残留応力の影響と、アルカリ骨材反応によるコンクリートの膨張力が鉄筋に与える影響を把握する必要がある。曲げ加工によるひずみや残留応力の影響は、これまでに実験的研究¹⁾や解析的研究²⁾があるが、鉄筋の節形状や曲げ加工の程度、いわゆる曲げ半径や曲げ角度の違いに着目した研究は見当たらない。

コンクリートの膨張が鉄筋に与える影響は、供試体実験により計測した事例^{3), 4)}があるが、実構造物において確認した事例⁵⁾は少ないのが現状である。

本章では、鉄筋の曲げ加工によるひずみと応力について、①節形状や曲げ半径の違いに着目したひずみ、②ベンダーによる曲げ加工終了時と除荷後のひずみと応力の変化、③曲げ角度の違いによるひずみと応力の変化について、有限要素法解析(以下、FEM 解析という)を用いて検討し、ひずみの集中や応力分布、残留応力を推定した。

さらに、アルカリ骨材反応によるコンクリートの膨張が鉄筋応力に与える影響について、反応性骨材を用いた供試体の長期暴露実験を行い、鉄筋のひずみの経時変化を調査して鉄筋の応力を推定した。

5. 2 鉄筋の曲げ加工によるひずみおよび残留応力の推定

5. 2. 1 解析方法

本章の FEM 解析における共通の検討条件を以下に示す。

(1) 使用材料

曲げ加工の解析で使用する鉄筋は、JIS G 3112 SD295A (D16) とし、節形状は実橋で破断していた鉄筋(以下、破断鉄筋という)と現行市販鉄筋(以下、現行鉄筋という)の2種類をモデル化した。破断鉄筋は現行鉄筋と比較して節付根の曲率半径が小さいことが特徴である。鉄筋の節形状と解析モデルを図 5-2-1 に示す。

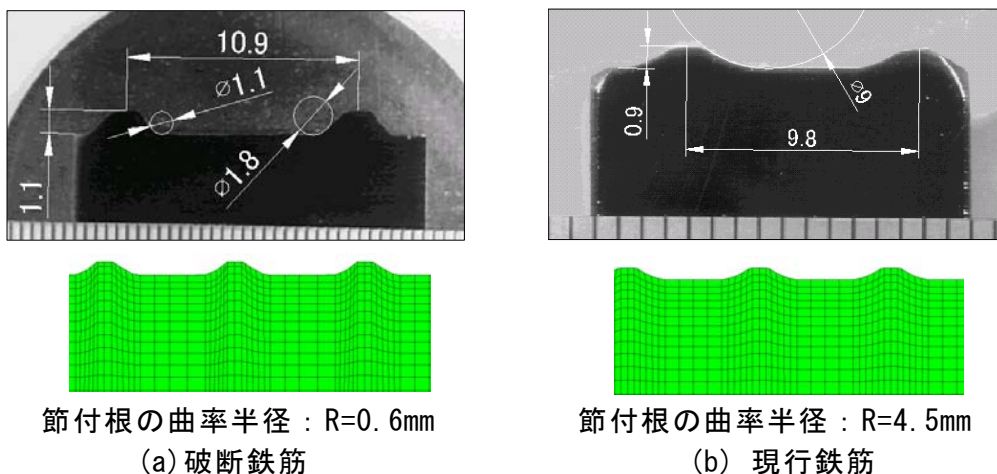


図 5-2-1 鉄筋の節形状と解析モデル

(2) 材料物性値

使用する鉄筋の物性値は、ヤング率 $=210\text{kN/mm}^2$ ，ポアソン比 $=0.3$ ，降伏応力 $=305\text{N/mm}^2$ とした．引張試験によって得られた材料の真応力－真ひずみ曲線を図 5-2-2 に示す．圧縮側の特性については，原点对称のモデルを使用した．

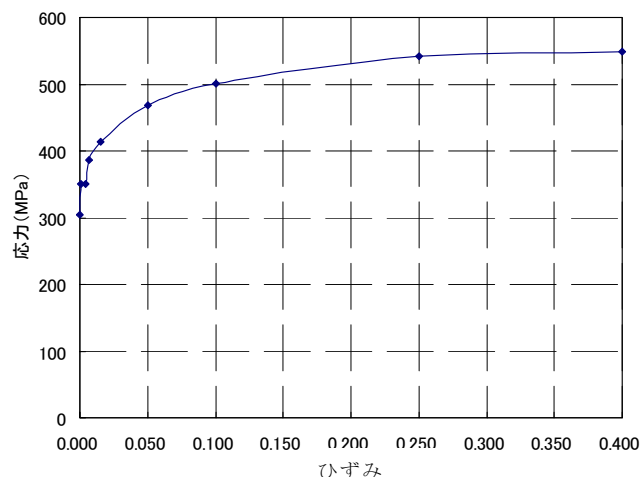


図 5-2-2 真応力－真ひずみ曲線

(3) 解析方法

鉄筋のモデル化は，3 次元ソリッド 6 面体要素により曲げ加工中心からの対称モデルとし，要素数は 22,928 とした．ベンダーの支点ローラー部，曲げ半径を決定する金型 R 部は剛体要素とし，鉄筋と工具との摩擦係数は 0.1 を用いた．解析手法は弾塑性有限要素法解析とし，解析プログラムは ABAQUS/STANDARD Ver6.5.3 を使用した．

曲げ加工のモードは曲げ加工用ベンダーでの曲げを模擬することとし，鉄筋の曲げ加工用ベンダーと鉄筋の曲げ加工のモデル，拘束条件を図 5-2-3 に示す．

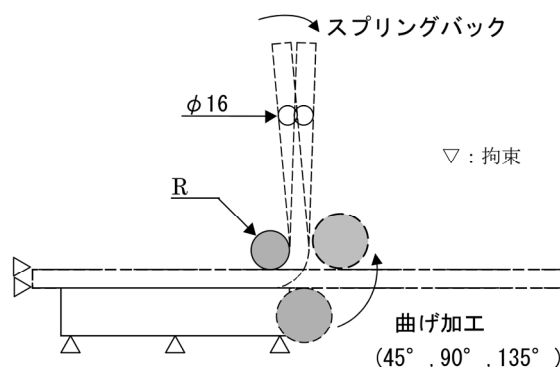
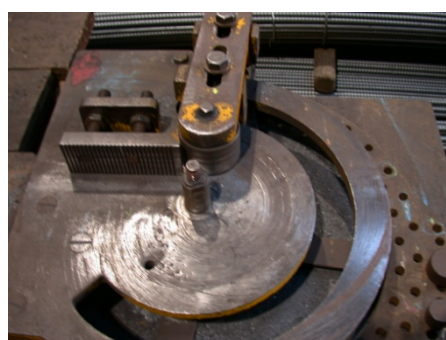


図 5-2-3 鉄筋の曲げ加工用ベンダーと鉄筋の曲げモデル

(4) 評価方法

ひずみ量は，多軸状態のひずみが単軸応力状態でどのくらいのひずみ量に相当するかを示す，相当塑性ひずみ (equivalent strain) ⁶⁾ により評価した．ここで，相当塑性ひずみは大変形をともなう塑性加工解析で一般的に使用されているもので，除荷後に残る永久ひずみと同等の値を示す．応力の評価は，曲げ加工終了時および除荷後における各断面の鉄筋軸方向の応力分布により評価した．

5. 2. 2 鉄筋の節形状の違いによる曲げ加工部のひずみ

(1) 目的

破断鉄筋は現行鉄筋と比較して節付根の曲率半径が小さいことがわかっている。節形状の違いにより、曲げ加工による節の付根部のひずみを確認するために、ベンダーによる曲げ加工を FEM 解析により模擬して、破断鉄筋と現行鉄筋の節形状による違いを比較検討することを目的とした。

(2) 解析方法

解析は 5.2.1 に示す条件で行い、節が無い場合の状況を確認するために丸鋼を検討対象に加えた。解析ケースは、鉄筋の曲げ半径 1.1d, 1.5d, 2.0d, 2.3d (d=呼び径) の 4 ケースとした。ただし、丸鋼(節無し鉄筋)については曲げ半径 1.1d, 2.0d の 2 ケースとした。鉄筋の曲げ角度は 90°で解析した。解析ケースを表 5-2-1 に示す。

表 5-2-1 解析ケース

鉄筋種類	解析ケース	曲げ半径 (d=呼び径)
節無し鉄筋	CASE-1	1.1d
	CASE-2	2.0d
現行鉄筋	CASE-3	1.1d
	CASE-4	1.5d
	CASE-5	2.0d
	CASE-6	2.3d
破断鉄筋	CASE-7	1.1d
	CASE-8	1.5d
	CASE-9	2.0d
	CASE-10	2.3d

(3) 解析結果

① 丸鋼(節無し鉄筋)の解析結果

相当塑性ひずみ分布を図 5-2-4、図 5-2-5 に示す。曲げ内側と外側に同程度のひずみが発生しており、ひずみの集中は見られない。最大相当塑性ひずみは CASE-1 (1.1d) の 0.54 に対して CASE-2 (2.0d) は 0.28 であり、約 1/2 に低下している。

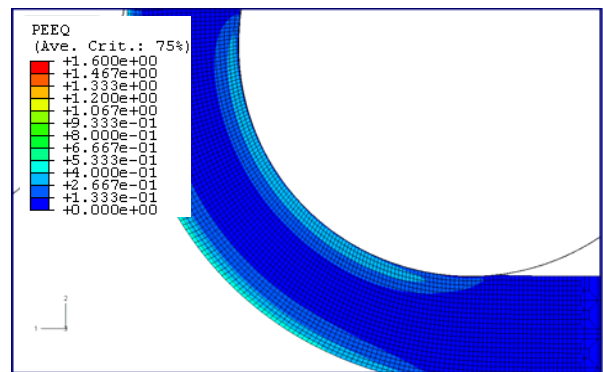
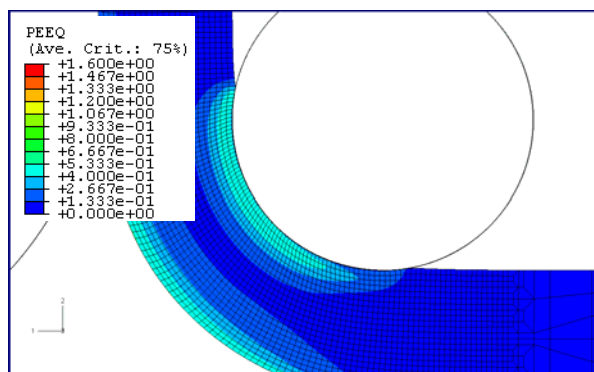


図 5-2-4 相当塑性ひずみ分布図 (CASE-1) 図 5-2-5 相当塑性ひずみ分布図 (CASE-2)

② 現行鉄筋の解析結果

各解析ケースの相当塑性ひずみ分布を図 5-2-6～図 5-2-9 に示す。図中に示す節の部分について比較すると、図 5-2-6 に示す CASE-3(1.1d)では、節の付根付近の最大相当塑性ひずみは 1.27 で最も大きかった。曲げ半径が大きくなるにしたがって最大相当塑性ひずみが小さくなり、図 5-2-7 に示す CASE-4(1.5d)では 0.91、図 5-2-8 に示す CASE-5(2.0d)では 0.89、図 5-2-9 に示す CASE-5(2.3d)では 0.88 であった。

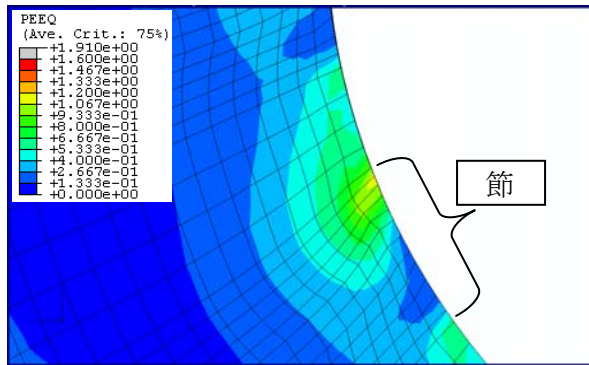


図 5-2-6 相当塑性ひずみ分布 (CASE-3)

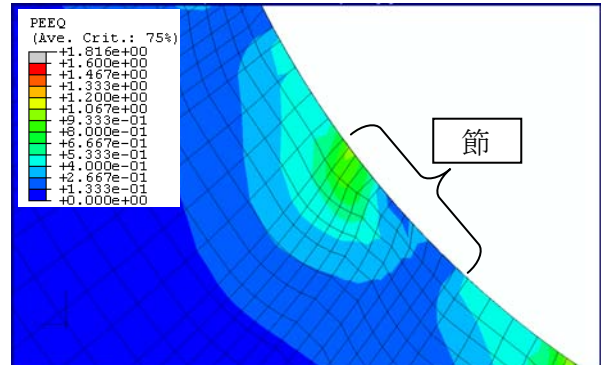


図 5-2-7 相当塑性ひずみ分布 (CASE-4)

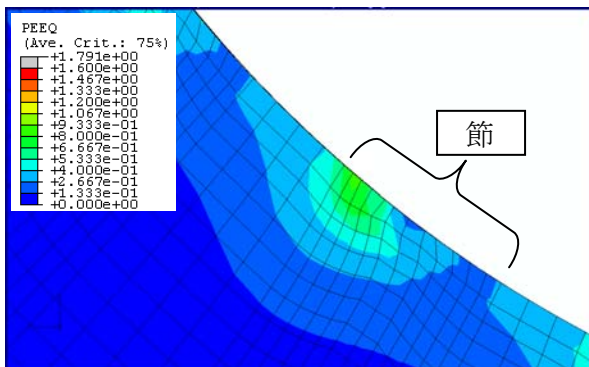


図 5-2-8 相当塑性ひずみ分布 (CASE-5)

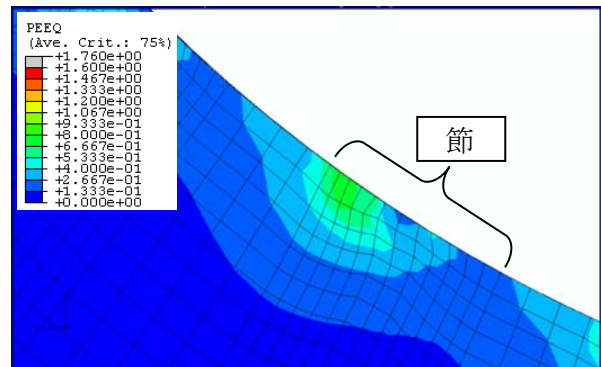


図 5-2-9 相当塑性ひずみ分布 (CASE-6)

③ 破断鉄筋の解析結果

各解析ケースの相当塑性ひずみ分布を図 5-2-10～図 5-2-13 に示す。現行鉄筋の解析結果と比較すると節の付根付近のひずみの集中が大きいことがわかる。図中に示す節の部分について各ケースを比較すると、図 5-2-10 に示す CASE-7(1.1d)では、節の付根付近の最大相当塑性ひずみは 1.56 で最も大きかった。曲げ半径が大きくなるにしたがって最大相当塑性ひずみが小さくなり、図 5-2-11 に示す CASE-8(1.5d)では 1.34、図 5-2-12 に示す CASE-9(2.0d)では 1.24、図 5-2-13 に示す CASE-10(2.3d)では 1.21 であった。

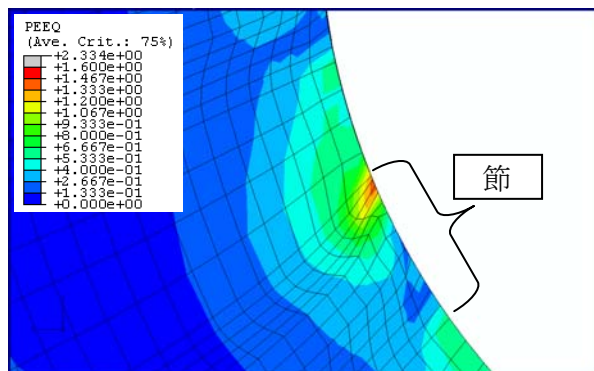


図 5-2-10 相当塑性ひずみ分布 (CASE-7)

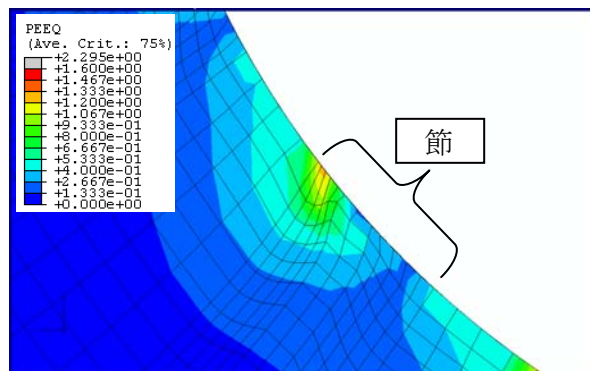


図 5-2-11 相当塑性ひずみ分布 (CASE-8)

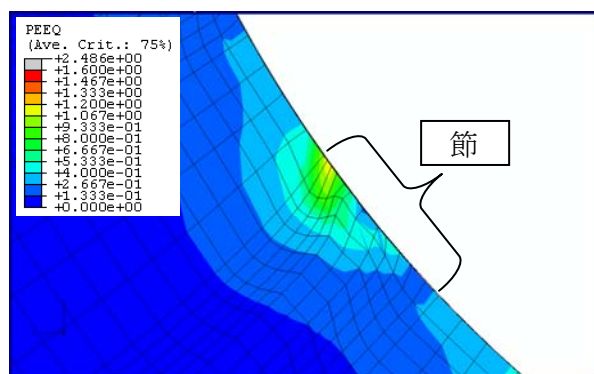


図 5-2-12 相当塑性ひずみ分布 (CASE-9)

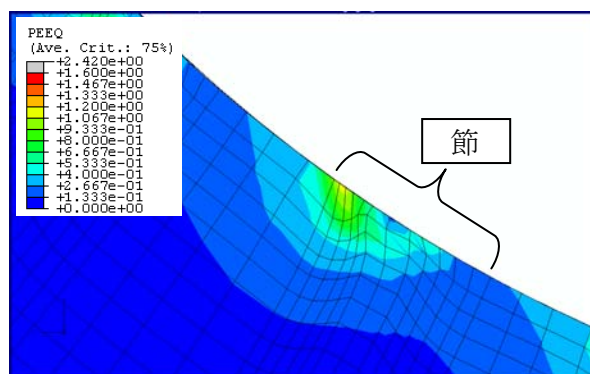


図 5-2-13 相当塑性ひずみ分布 (CASE-10)

④ 相当塑性ひずみと曲げ半径の関係

各鉄筋の最大相当塑性ひずみと曲げ半径との関係を表 5-2-2 および図 5-2-14 に示す。現行鉄筋の曲げ加工実験(第 4 章 4.2 鉄筋の曲げ加工実験参照)では、1.0d でき裂が発生し、1.5d で発生しなかった。1.0d 曲げのき裂発生位置は、解析で最大相当塑性ひずみが発生している位置と一致していた。また、1.5d 曲げの実験ではき裂が生じていないことから、当該検討で使用した現行鉄筋のき裂発生限界は 1.0d と 1.5d の間に存在すると考えられる。相当塑性ひずみが 1.0 以上の場合にき裂が発生すると仮定すると、破断鉄筋の場合、現行の曲げ半径の基準である 2.0d 曲げの場合でも 1.24 の相当塑性ひずみを示すことから、き裂発生の可能性が考えられる。現行鉄筋の場合では、1.5d では 0.91 の相当塑性ひずみとなり、き裂発生の可能性は低いと考えられる。現行の曲げ半径の基準である 2.0d 曲げでは 0.89 となり、さらに安全側の値となる。以上のことより、鉄筋破断の要因のひとつとして、曲げ加工による節の付根部のき裂発生を考えると、破断鉄筋ではき裂発生の可能性が高まっていることがうかがえる。

表 5-2-2 曲げ半径と最大相当塑性ひずみの関係

曲げ半径	丸鋼(節無し鉄筋)	現行鉄筋	破断鉄筋
1.1d	0.54	1.27	1.56
1.5d	—	0.91	1.34
2.0d	0.28	0.89	1.24
2.3d	—	0.88	1.21

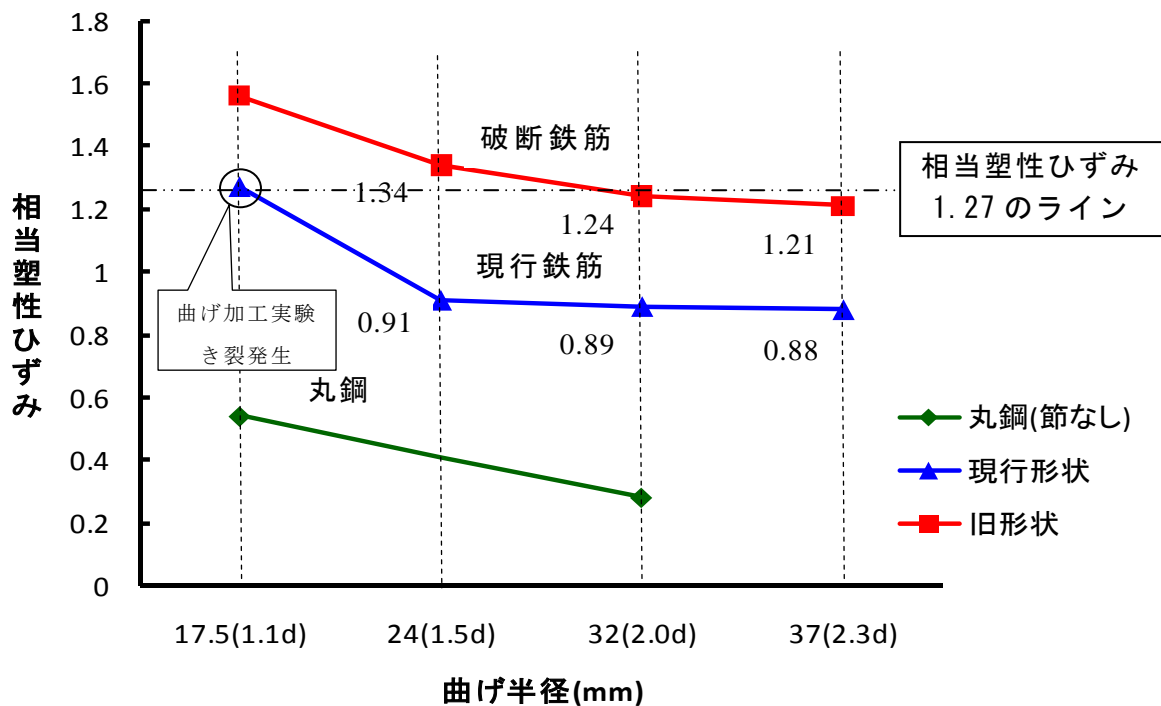


図 5-2-14 最大相当塑性ひずみと曲げ半径との関係

(4) まとめ

- ① 丸鋼(節無し鉄筋)は、曲げ内側と外側に同程度のひずみが発生しており、ひずみの集中は見られなかった。
- ② 現行鉄筋は、節の付根付近にひずみが集中する状況が確認できた。曲げ半径 1.1d で最大相当塑性ひずみは 1.27 であった。曲げ半径が大きくなるにしたがって最大相当塑性ひずみの減少が確認できた。
- ③ 破断鉄筋は、現行鉄筋と比較して節の付根付近のひずみの集中が顕著であり、曲げ半径 1.1d で最大相当塑性ひずみは 1.56 であった。曲げ半径が大きくなるにしたがって最大相当塑性ひずみの減少が確認できた。
- ④ 最大相当塑性ひずみと曲げ半径との関係から、破断鉄筋は現行鉄筋と比較して節の付根付近にき裂が生じる可能性が高く、曲げ半径 2d でもき裂が生じる可能性が考えられる。

5. 2. 3 曲げ加工終了時と除荷後のひずみおよび応力の変化⁷⁾

(1) 目的

鉄筋の曲げ加工において、曲げ加工終了時および除荷後のひずみおよび応力の変化を、ベンダーによる曲げ加工を模擬した FEM 解析により求め、き裂の発生や進展に対する影響を検討することを目的とした。

(2) 解析方法

鉄筋は現行鉄筋の D16 を用いて、曲げ半径は 1.1d (d=呼び径) とし、鉄筋の曲げ加工用ベンダーでの曲げを模擬することとした。また、曲げ加工による鉄筋の拘束を除いたときに回復する弾性ひずみ、いわゆるスプリングバック⁶⁾の現象を考慮した。

(3) 解析結果

① 相当塑性ひずみ分布

曲げ加工終了時と除荷後では，相当塑性ひずみ分布に顕著な変化は無かった．除荷後の相当塑性ひずみ分布を図 5-2-15～図 5-2-17 に示す．曲げ内側の節の付根付近の断面②から節頂部の断面④にかけて，表層部の相当塑性ひずみが集中している状況がわかる．

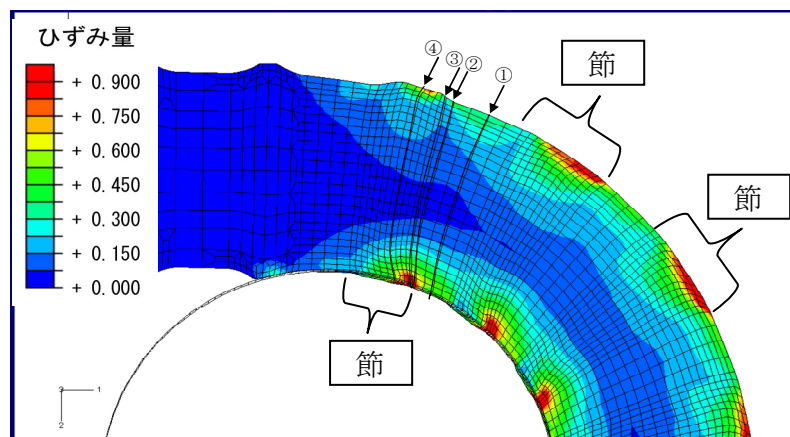


図 5-2-15 相当塑性ひずみの分布（除荷後）

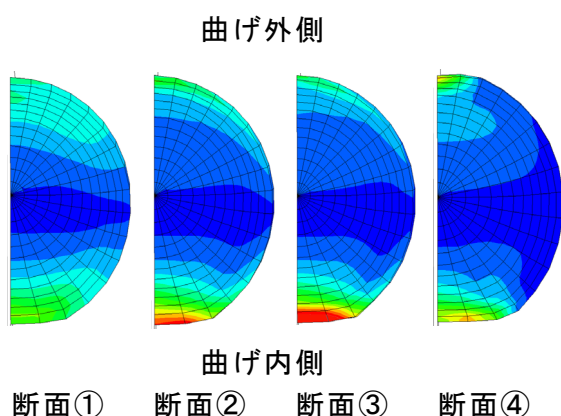


図 5-2-16 鉄筋各断面における
相当塑性ひずみ分布（除荷後）

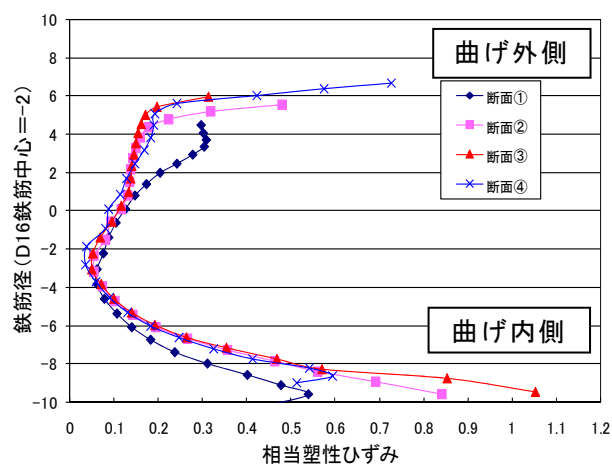


図 5-2-17 相当塑性ひずみ分布（除荷後）

② 鉄筋軸方向応力の分布

曲げ加工終了時の鉄筋軸方向応力の分布を図 5-2-18～図 5-2-20 に示す．鉄筋断面中心部から曲げ内側にかけて圧縮応力が 400N/mm^2 から 100N/mm^2 の範囲で発生しており，曲げ外側にかけて引張応力が 150N/mm^2 から 300N/mm^2 の範囲で発生している．

除荷後の鉄筋軸方向応力の分布を図 5-2-21～図 5-2-23 に示す．除荷後は曲げ外側に生じていた引張応力の領域がほぼ消失しており，曲げ内側の表層部に引張応力の領域が新たに生じている．曲げ加工終了時から除荷後の応力分布を比較すると，曲げ外側では概ね引張応力から圧縮応力の分布となり，曲げ内側では鉄筋断面中心部付近は変化が無く，表層部では断面③の位置における比較で圧縮応力 (100N/mm^2) から引張 (300N/mm^2) に変化していることがわかる．

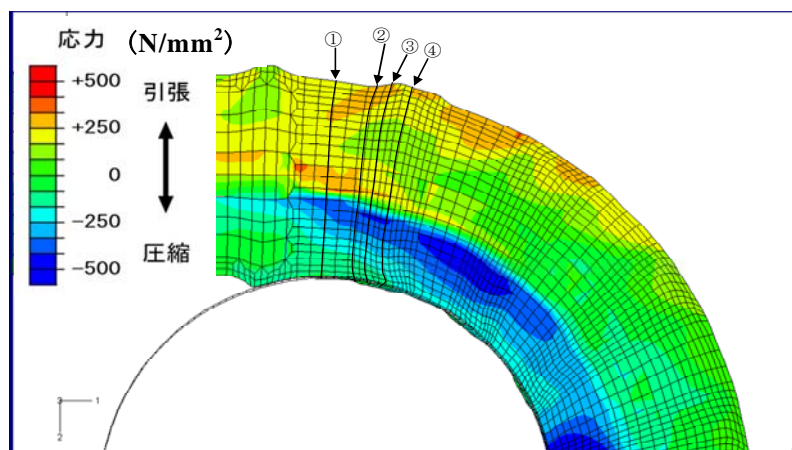


図 5-2-18 鉄筋軸方向応力の分布（曲げ加工終了時）

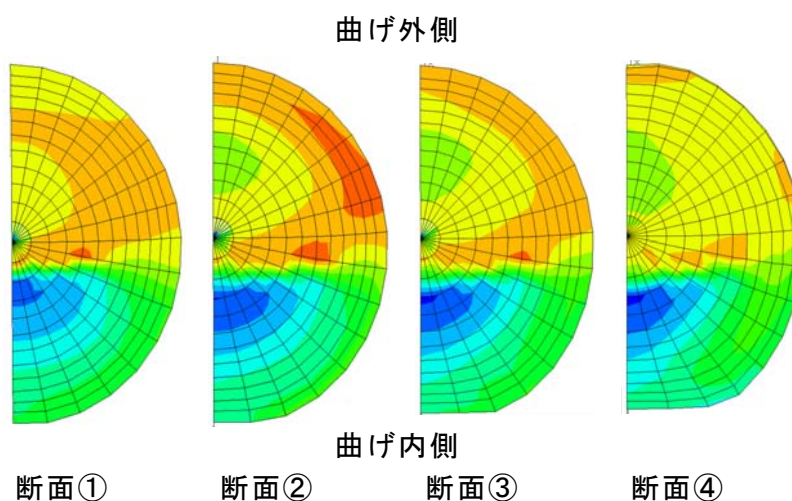


図 5-2-19 各断面における軸方向応力分布（曲げ加工終了時）

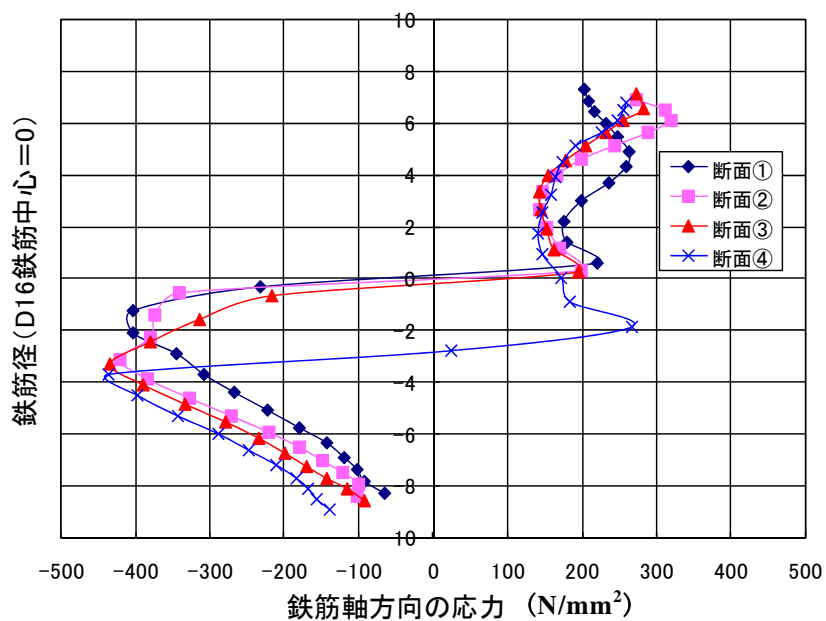


図 5-2-20 鉄筋軸方向応力の分布（曲げ加工終了時）

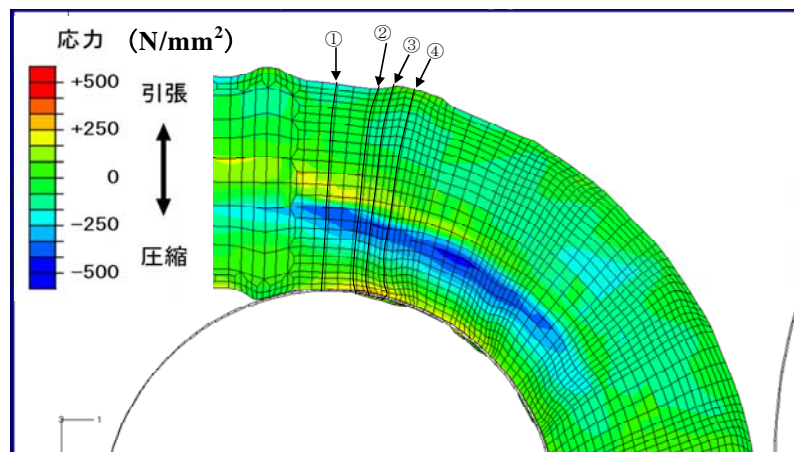


図 5-2-21 鉄筋軸方向応力の分布（除荷後）

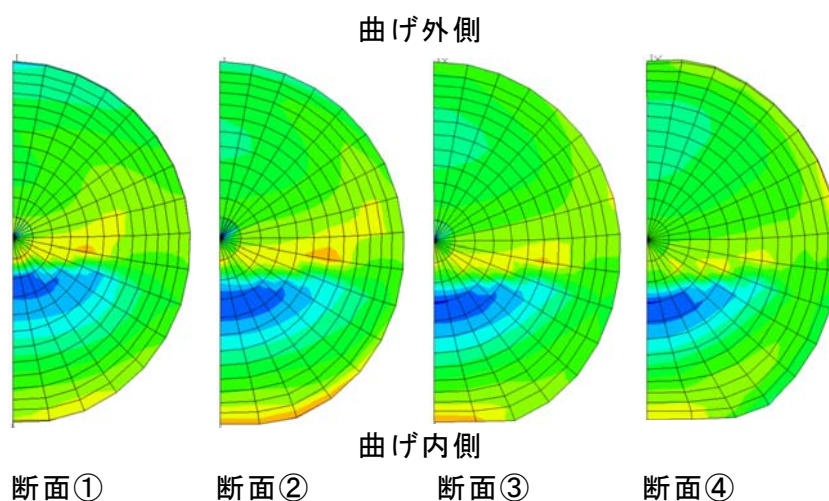


図 5-2-22 各断面における鉄筋軸方向応力分布（除荷後）

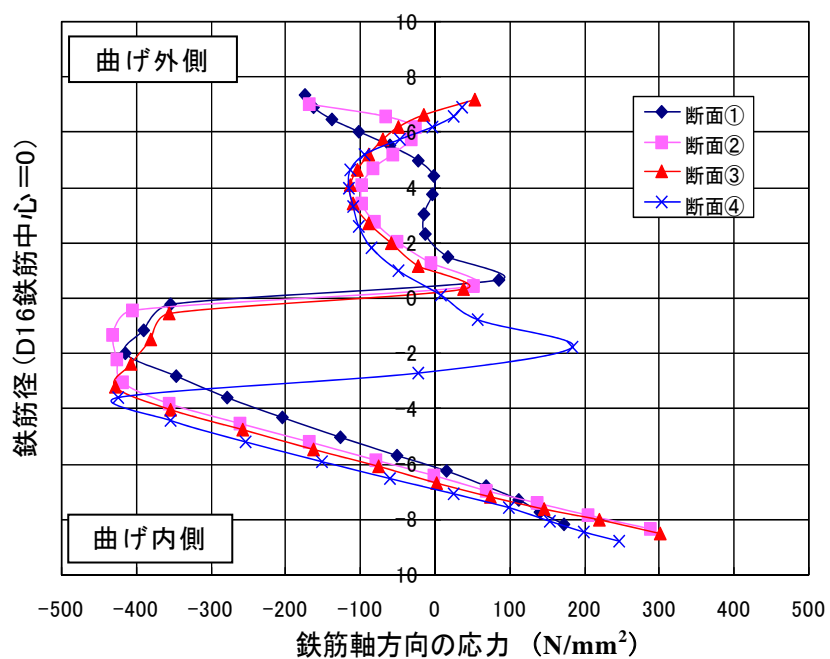


図 5-2-23 鉄筋軸方向応力の分布（除荷後）

(4) まとめ

- ① 曲げ加工により，曲げ内側の節の付根付近から節頂部にかけて相当塑性ひずみの集中が確認できた．
- ② 曲げ加工終了時から除荷後の応力の変化は，曲げ加工の外側では概ね引張応力から圧縮応力に，曲げ内側表層部では圧縮応力から引張応力に変化した．特に節の付根部では， 300N/mm^2 程度の引張りの残留応力となり，き裂進展の要因になると考えられる．

5. 2. 4 鉄筋の曲げ加工度の違いによるひずみおよび残留応力⁸⁾

(1) 目的

鉄筋破断は主鉄筋の折り曲げ部など，曲げ角度が 90° 以外の箇所においても発生している⁹⁾．曲げ半径および曲げ角度に着目して，ベンダーによる曲げ加工を模擬した FEM 解析により相当塑性ひずみと残留応力を求め，き裂の発生や進展に対する影響を検討することを目的とした．

(2) 解析方法

鉄筋は破断鉄筋の D16 を用いて，曲げ半径は $1.1d$ (d =呼び径) とし，鉄筋の曲げ加工用ベンダーでの曲げを模擬することとした．また，曲げ加工による鉄筋の拘束を除いたときに回復する弾性ひずみ，いわゆるスプリングバック⁶⁾ の現象を考慮した．

曲げ加工条件の組み合わせは，下記の 6 条件とした．

- ① 曲げ加工半径 $1.0d$ — 曲げ角度 45°
- ② " — 曲げ角度 90°
- ③ " — 曲げ角度 135°
- ④ 曲げ加工半径 $2.0d$ — 曲げ角度 45°
- ⑤ " — 曲げ角度 90°
- ⑥ " — 曲げ角度 135°

(3) 評価方法

鉄筋のひずみの評価は，相当塑性ひずみで行った．応力の評価は，本来，断面に垂直の応力を算出して検討すべきであるが，今回の解析では概略の傾向を把握することを目的としたことから，図 5-2-24 に示すように，簡易的に S11, S22 方向の応力（引張・圧縮）を算出し，曲げ半径と曲げ角度の違いによる応力分布を検討した．ここで，曲げ加工前の鉄筋軸方向（鉄筋加工用ベンダーの固定治具側）を S11 方向，軸直角方向（可動治具側）を S22 方向として定義した．

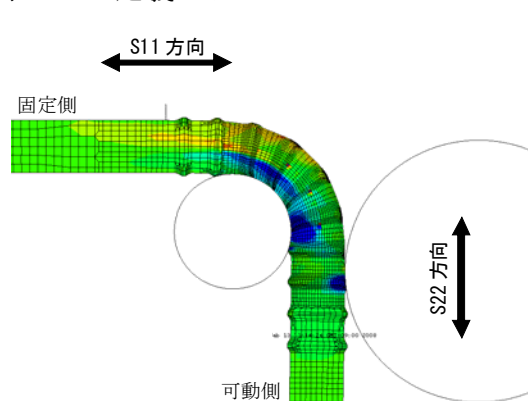


図 5-2-24 解析応力の方向模式図

(4) 解析結果

① 相当塑性ひずみ分布

解析断面は、①曲げ始め、②加工範囲の中心、③曲げ終わりの3断面とし(1d・45°曲げは加工範囲が狭いため2断面のみ)、可動側の節根元断面で解析を行った。解析断面の一覧を表5-2-3に示す。また、曲げ加工後の曲げ外側、中央、内側の相当塑性ひずみを表5-2-4に、各条件での相当塑性ひずみ分布を図5-2-25、図5-2-26に示す。

1) 曲げ角度による比較

曲げ角度の違いによる相当塑性ひずみを見ると、1d曲げ、2d曲げのいずれの断面でも45°、90°、135°の各ケースでその値に大きな変化はない。この結果により、曲げ角度の違いによる有意な差はないと見ることができる。また、曲げ加工終了時と除荷後の比較では、相当塑性ひずみに変化はなかった。

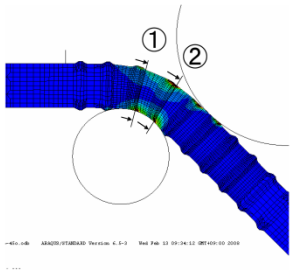
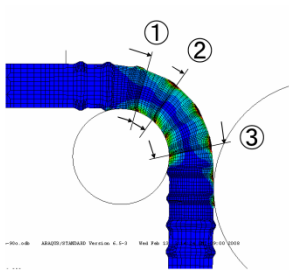
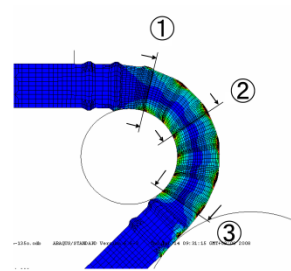
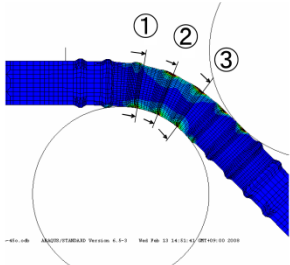
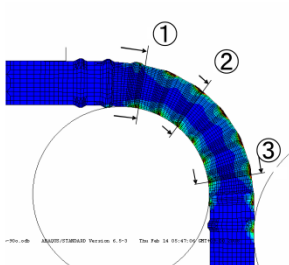
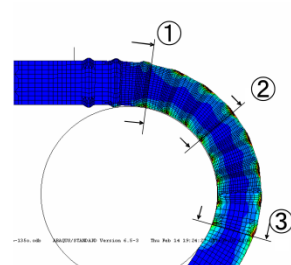
2) 曲げ半径による比較

曲げ半径の違いによる相当塑性ひずみを見ると、いずれの断面でも1d曲げのほうが2d曲げより大きかった。断面の違いに着目すると、断面①と比較して、断面②および断面③が大きくなっていた。また、曲げ内側はあまり増加しないが、曲げ外側では大きく増加していた。これらの結果から、曲げ半径が小さくなると相当塑性ひずみが大きくなるといえる。

3) 曲げ部の内側・外側による比較

曲げ部の内側・外側の違いによる相当塑性ひずみを見ると、曲げ始めの断面①については、曲げ外側と比較して曲げ内側が卓越して大きくなった。しかし、断面②および断面③では、その傾向が逆転し、曲げ内側よりも曲げ外側が大きくなった。次に曲げ半径の影響を見ると、1d曲げと2d曲げの比較において、曲げ外側の差よりも曲げ内側の差のほうが大きいことが各断面に共通していえる。

表 5-2-3 解析断面一覧

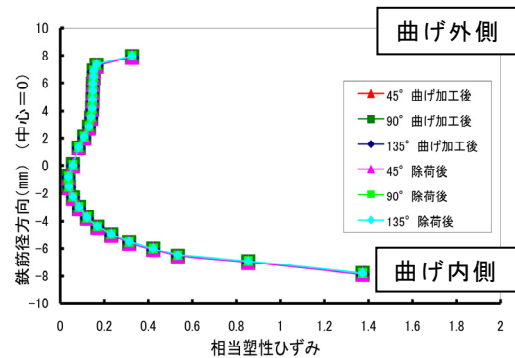
相当塑性ひずみ分布			
	曲げ角度 45°	曲げ角度 90°	曲げ角度 135°
1 d 曲げ加工			
2 d 曲げ加工			

ひずみ量

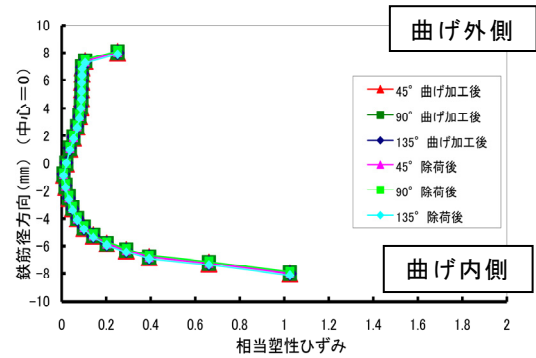
- + 1.000
- + 0.800
- + 0.600
- + 0.400
- + 0.200
- + 0.000

表 5-2-4 曲げ加工終了時の相当塑性ひずみ

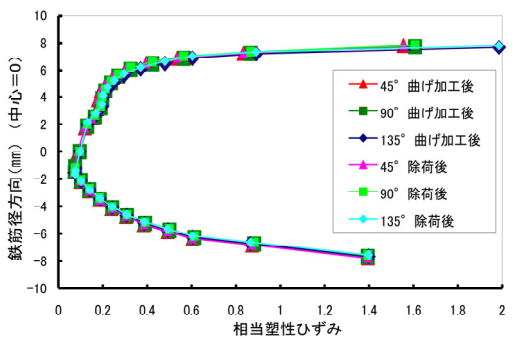
		1d 曲げ加工			2d 曲げ加工		
		45°	90°	135°	45°	90°	135°
断面①	外側	0.33	0.33	0.33	0.25	0.25	0.25
	中心	0.06	0.06	0.06	0.02	0.02	0.02
	内側	1.37	1.37	1.37	1.03	1.03	1.03
断面②	外側	1.56	1.61	1.99	1.49	1.87	1.89
	中心	0.09	0.10	0.10	0.04	0.04	0.04
	内側	1.40	1.39	1.40	1.15	1.15	1.16
断面③	外側	—	1.98	2.03	1.83	1.87	1.14
	中心	—	0.08	0.08	0.04	0.04	0.05
	内側	—	1.39	1.36	1.17	1.15	0.93



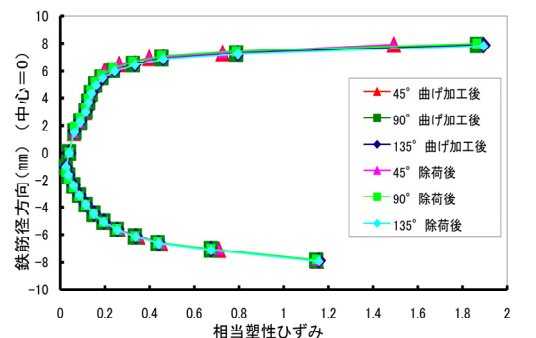
(a) 断面①



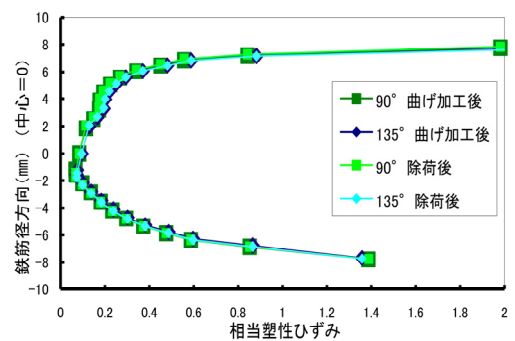
(a) 断面①



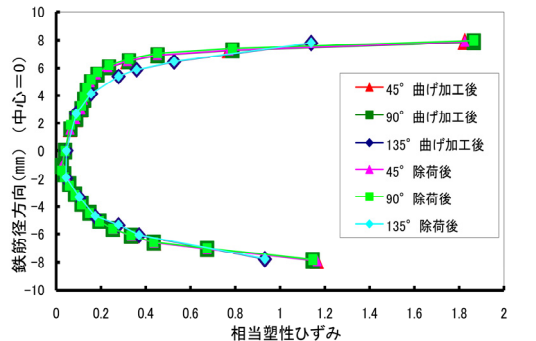
(b) 断面②



(b) 断面②



(c) 断面③



(c) 断面③

図 5-2-25 相当塑性ひずみ分布 (1d 曲げ)

図 5-2-26 相当塑性ひずみ分布 (2d 曲げ)

② 応力分布

鉄筋の曲げ加工は、鉄筋加工用ベンダーの可動側治具の回転移動により、曲げ内側の固定治具を巻き込むような形で進められる。解析の結果、可動側治具から高い反力を受け、曲げ内側に大きな圧縮応力が発生することがわかった。また、可動側治具が移動するに従い、大きな圧縮応力が発生する領域も移動することがわかった。そこで、応力は、曲げ加工後に最大応力が発生する可動側治具近傍の断面に着目し、各々の曲げ角度において、表 5-2-5 に示す解析断面と応力の方向で比較検討することとした。

1) 曲げ加工終了時の応力

解析結果を表 5-2-6、図 5-2-27、図 5-2-28 に示す。曲げ内側に圧縮応力、曲げ外側に引張応力が発生した。曲げ半径に着目すると、曲げ内側で 1d 曲げのほうが 2d 曲げよりも大きな応力が発生した。曲げ角度に着目すると、1d 曲げでは 45° の内側表層部で $1,000\text{N/mm}^2$ 程度、2d 曲げでは 90° 内側表層部で 800N/mm^2 程度の高い圧縮応力が発生しており、1d と 2d で最大応力が発生する角度が異なっていた。 135° ではいずれの曲げ半径でも 400N/mm^2 程度の応力となった。曲げ角度による発生応力の違いは、照査断面の違いや断面に垂直方向の応力ではないことによる影響が考えられるため、さらに検討が必要である。

2) 除荷後の応力

解析結果を表 5-2-6、図 5-2-29、図 5-2-30 に示す。スプリングバックの影響により、曲げ内側に引張残留応力が発生した。曲げ半径に着目すると、1d 曲げのほうが 2d 曲げよりも大きな引張残留応力が発生した。曲げ角度に着目すると、 90° 曲げのときに最も大きくなり、曲げ内側表層部で 1d 曲げでは 750N/mm^2 程度、2d 曲げでは 400N/mm^2 程度の引張残留応力が発生した。引張残留応力の大きさによっては、初期き裂の発生や進展も考えられ、鉄筋破断の要因のひとつと考えることができる。なお、曲げ角度の影響については、断面に垂直方向の応力による評価が課題である。

表 5-2-5 解析断面および応力方向

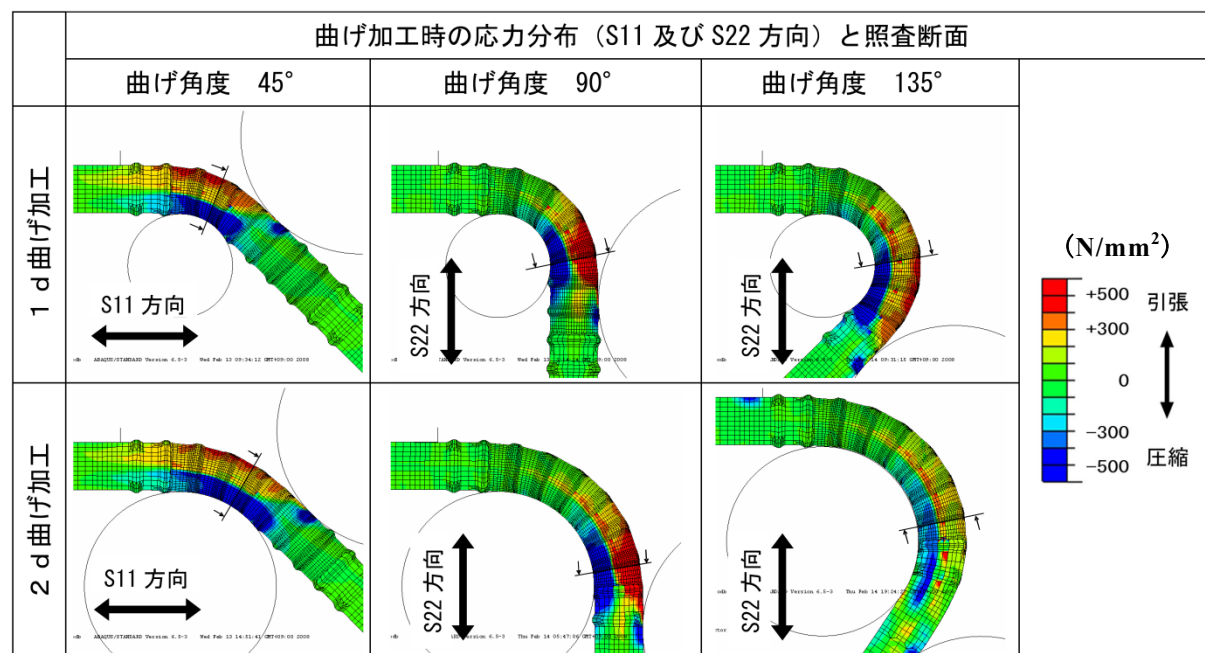


表 5-2-6 曲げ加工終了時および除荷後の応力 (N/mm²)

曲げ半径	曲げ角度	応力方向	曲げ加工終了時		除荷後	
			曲げ内側	曲げ外側	曲げ内側	曲げ外側
1d	45°	S11	-1,000	400	400	-150
	90°	S22	-800	550	750	-200
	135°	S22	-450	500	200	50
2d	45°	S11	-600	500	150	-200
	90°	S22	-800	550	400	-200
	135°	S22	-350	300	150	0

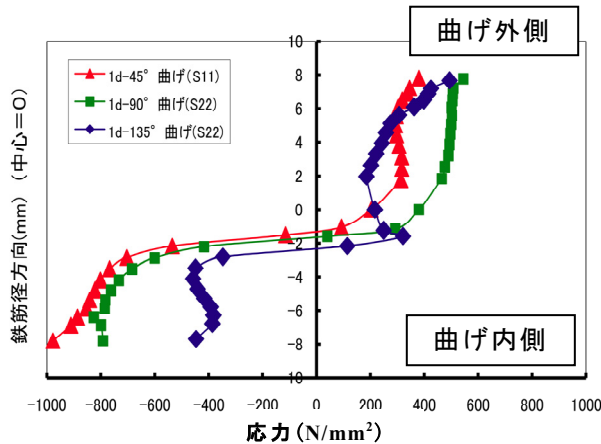


図 5-2-27 応力分布 (1d 曲げ加工終了時)

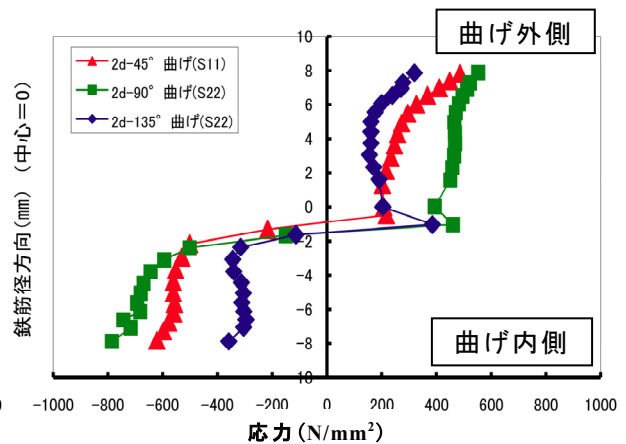


図 5-2-28 応力分布 (2d 曲げ加工終了時)

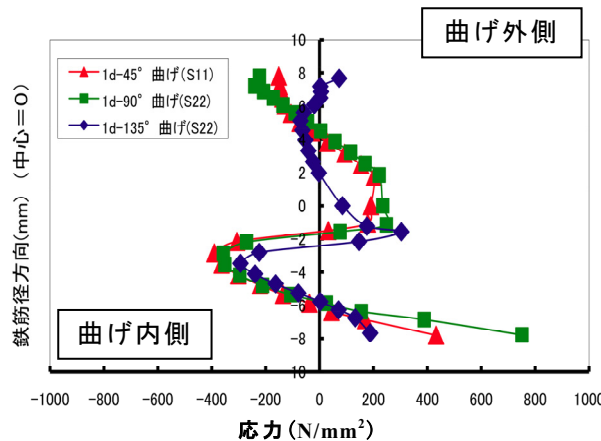


図 5-2-29 応力分布 (1d 曲げ除荷後)

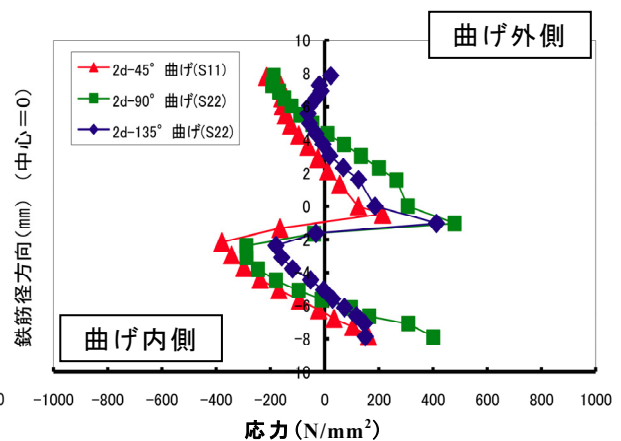


図 5-2-30 応力分布 (2d 曲げ除荷後)

(5) まとめ

- ① 曲げ加工による相当塑性ひずみは、曲げ半径に依存し、曲げ角度の違いによる有意な差は確認できなかった。曲げ外側と曲げ内側では、曲げ始めの断面を除き、曲げ外側が大きかった。曲げ加工終了時と除荷後では変化がないことがわかった。
- ② 曲げ内側表層部の応力は、曲げ加工終了時の圧縮応力が除荷後に引張残留応力に変化した。曲げ半径に着目すると、1d 曲げのほうが 2d 曲げよりも大きな引張残留応力が発生した。引張残留応力により初期き裂の発生や進展も考えられ、鉄筋破断の要因のひとつと考えることができる。

5. 3 コンクリートの膨張が鉄筋に与える影響¹⁰⁾

5. 3. 1 はじめに

アルカリ骨材反応による劣化の研究を供試体実験により取り扱う場合，できるだけ実構造物の挙動に近い条件で行うことは重要なことと考えられる．実際の構造物の膨張挙動には，その構造物の使用材料や立地環境などにより様々な形態があることが知られている．供試体実験の実績では，反応性骨材を使用したコンクリートの促進養生による膨張促進や膨張コンクリートによる模擬により検討を行ったものが多く，実構造物の劣化過程に近い自然暴露による研究は少ない^{3), 4)}．

本章では，アルカリ骨材反応によるコンクリートの膨張が鉄筋に与える影響を確認するために，反応性骨材を使用したプレストレストコンクリート製のはり供試体を製作して検討した．供試体の劣化が鉄筋破断を生じた実橋脚の劣化と同程度になることを目標に，約4年半にわたって自然暴露し，鉄筋のひずみの経時変化を調査して鉄筋応力を推定した．

5. 3. 2 供試体概要

(1) 使用材料

供試体に使用した材料は，セメントは早強セメントを使用し，粗骨材は非反応性骨材（兵庫県産，表乾密度 $2.62\text{g}/\text{cm}^3$ 吸水率 1.53%）と反応性骨材（北海道産，表乾密度 $2.67\text{g}/\text{cm}^3$ ，吸水率 1.99%）を，細骨材は非反応性骨材（兵庫県産，表乾密度 $2.55/\text{cm}^3$ ，吸水率 1.76%）と反応性骨材（北海道産，表乾密度 $2.64\text{g}/\text{cm}^3$ ，吸水率 0.85%）を使用した．骨材の配合割合については，混合比率をパラメータとしたペシマム確認試験を実施し，膨張ひずみの発現や超音波透過速度の低下特性から，粗骨材・細骨材共に反応性骨材と非反応性骨材の配合割合を 50%とした．混和剤はリグニンスルホン酸化合物とポリオール複合体の AE 減水剤を使用し，添加アルカリは全アルカリ量（等価 Na_2O 量）が $8.0\text{kg}/\text{m}^3$ となるように NaOH を添加した．

鉄筋は JIS G 3112 SD295A (D13) の規格を満足する電炉鉄筋メーカー4社の竹節状の製品から選定し，一部の供試体では鉄筋破断の再現も想定していることから，節付根の曲率が小さく，曲げ加工時の応力集中が比較的大きいと考えられる鉄筋を使用した．使用した鉄筋の機械的性質を表 5-3-1 に示す．なお，供試体製作時における曲げ加工では，曲げ半径 1.5d, 2.0d において節付根にき裂は発生しなかった．

表 5-3-1 鉄筋の機械的性質

供試材 No	呼び名	公称 直径 d (mm)	公称 断面積 (mm^2)	上降伏 荷重 (kN)	最大 荷重 (kN)	上降伏点 (N/mm^2)	引張強さ (N/mm^2)	破断 伸び (%)
No.1	D13	12.7	126.7	43.6	62.9	344	496	31
No.2		12.7	126.7	44.0	63.2	347	499	30
No.3		12.7	126.7	44.0	63.0	347	497	31
JIS G 3112 SD295A	D13	12.7	126.7	—	—	295 以上	440～ 600	16 以上

(2) コンクリート配合

コンクリートの配合は，アルカリ骨材反応による劣化により鉄筋破断が生じた橋脚西 P-5 (第 3 章 3.2.3 参照) の配合を参考にして決定し，設計基準強度は 35N/mm^2 とした．供試体のコンクリート配合を表 5-3-2 に示す．

表 5-3-2 供試体のコンクリート配合

粗骨材の 最大寸法 (mm)	スラ ンプ (cm)	水セメ ント比 (%)	空気量 (%)	細骨 材率 (%)	単位量(kg/m^3)							
					水 W	セメント C	非反応性	反応性	非反応性	反応性	混和 材 A(ml)	添加アル カリ NaOH
							Sn	Sr	Gn	Gr		
20	8	45.1	3.0	43.1	172	381	375	385	494	514	3.81	8.06

(3) 供試体の設定条件

供試体は，鉄筋破断が生じた PC はりのせん断耐荷力の確認も目的としており，プレストレスレベル，せん断補強鉄筋比および鉄筋破断本数を要因とした，シリーズと寸法効果の確認のシリーズ の 2 シリーズと，鉄筋破断の再現も視野に入れた長期暴露用の大型供試体のシリーズ とした．供試体一覧を表 5-3-3 に示す．

表 5-3-3 供試体一覧

シリーズ (寸法：mm)	No.	プレストレス レベル		スターラップ					
		100%	75%	鉄筋比 (%)	曲げ加工半径 (d：鉄筋直径)	破断レベル			
						無し	1 本	2 本	3 本
(300×300×2,000)	1			0.4	2d				
	2			0.4	2d				
	3			0.4	2d				
	4			0.4	2d				
	5			0.4	2d				
	6			0.4	2d				
	7			0.4	2d				
	8			0.4	2d				
(600×600×4,000)	1			0.4	2d				
	2			0.4	2d				
(750×750×5,000)	1			0.4	2d				
	2			0.23	1.5d , 2.0d				

シリーズ とシリーズ では，せん断補強鉄筋の破断本数をパラメータとし，供試体の両側におけるせん断スパン内の引張縁側（載荷試験時における）の曲げ加工部を予め切断した．せん断補強鉄筋比は，阪神高速道路における PC はり橋脚の標準的な値である 0.4% とし，シリーズ では，せん断補強鉄筋比の違いによる鉄筋破断への影響を検証するために，その 50% 相当にあたる 0.23% を設定し，2 種類とした．また，

鉄筋の曲げ半径は、供試体中心を境に軸方向の左右で $1.5d$ と $2d$ の 2 種類を設定した。プレストレスは、下縁応力で 10N/mm^2 または 7.5N/mm^2 、上縁応力で 0N/mm^2 となるような三角形分布とし、シリーズⅠでは 10N/mm^2 と 7.5N/mm^2 の 2 水準、シリーズⅡおよびⅢは 10N/mm^2 として、材齢 12～13 日で導入した。

供試体の製作は、平成 16 年 1 月下旬から 2 月中旬にかけてコンクリート打設を行い、京都府内において自然環境下で暴露放置した。

(4) 供試体形状とひずみゲージの配置

各供試体の形状とゲージ等の配置を図 5-3-1 に、供試体の製作状況を図 5-3-2 に、供試体の自然暴露状況を図 5-3-3 に示す。供試体の形状は、シリーズⅠの $300 \times 300 \times 2,000\text{ mm}$ をベースに、寸法効果の検証を目的としたシリーズⅡは $600 \times 600 \times 4,000\text{ mm}$ 、鉄筋破断の再現を目的としたシリーズⅢは $750 \times 750 \times 5,000\text{ mm}$ とした。

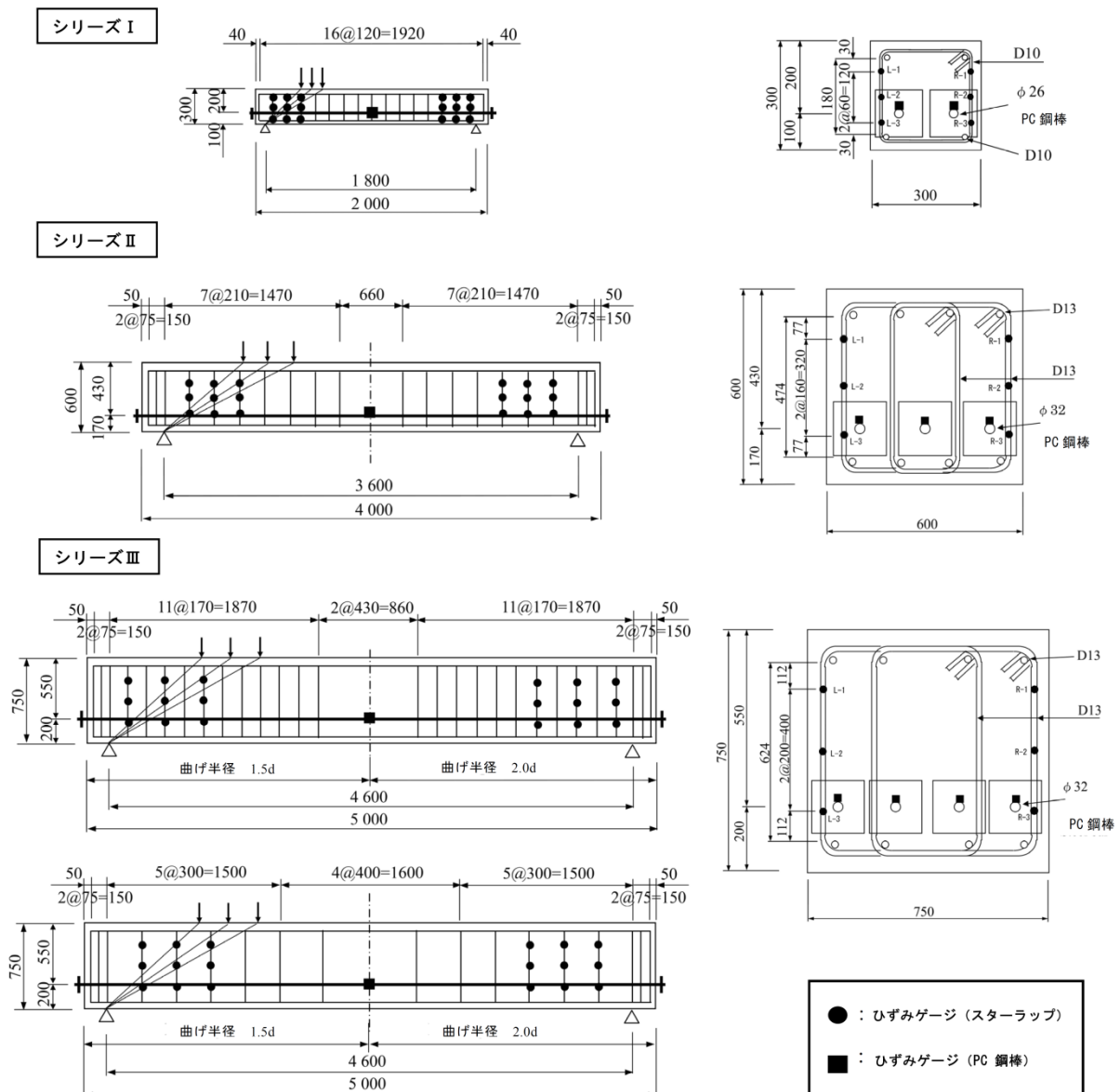


図 5-3-1 供試体形状とひずみゲージ配置 (単位: mm)

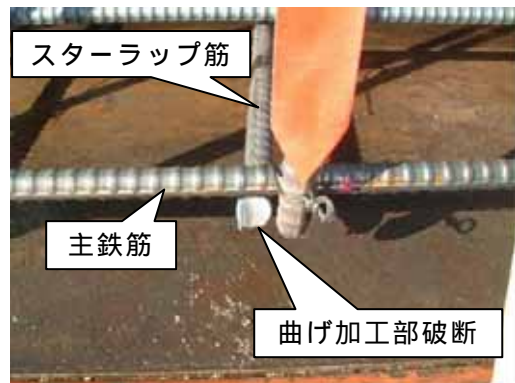
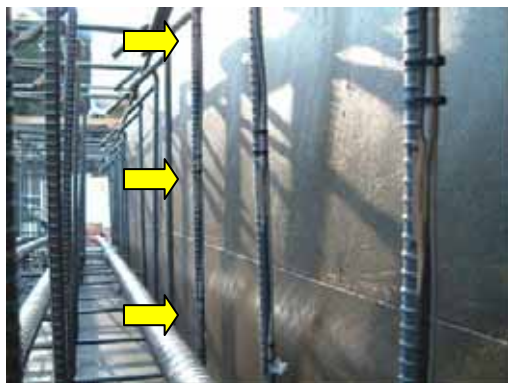
供試体の表面には，コンクリート表面ひずみの測定用に，コンタクトゲージ測定用のチップを供試体軸方向は上縁，下縁ともに端部および中央部の両側面に，鉛直方向は中央部の両側面に設置した．せん断補強鉄筋には，鉄筋ひずみの測定用に，溶接型ひずみゲージをせん断耐力試験の載荷位置を勘案して，せん断スパン内に位置する鉄筋の上縁付近，中央，下縁付近の3箇所に設置した．PC 鋼材には，PC 鋼材ひずみの測定用に，溶接型ひずみゲージを供試体スパン中央部の各鋼棒に設置した．



溶接型ひずみゲージ貼付状況



配筋状況(シリーズ - 2)



溶接型ひずみゲージスターラップ設置状況 スターラップ破断状況(供試体下面側)

図 5-3-2 供試体の製作状況



図 5-3-3 供試体の自然暴露状況

5.3.3 測定方法

(1) 外観調査（コンクリートのひび割れ状況）

外観調査は写真撮影によるひび割れ状態の記録と，クラックスケールを使用してひび割れ幅を測定した．測定結果からひび割れ密度を算出して，経時変化を整理した．

(2) コンクリート表面ひずみ

コンクリート表面ひずみはコンタクトゲージを使用して測定した．測定値は供試体側面の両側の値を水平方向と鉛直方向に分けて平均した．測定状況を図 5-3-4 に示す．

(3) せん断補強鉄筋および PC 鋼材のひずみ

せん断補強鉄筋のひずみは，上縁，中央，下縁に分けて測定値を平均した．PC 鋼材のひずみは，供試体中央部の測定値を平均した．



図 5-3-4 コンクリート表面ひずみ測定状況

(4) コンクリートの圧縮強度および静弾性係数

コンクリートの圧縮強度および静弾性係数は，供試体のコンクリート打設時に作製した 10×20cm の円柱供試体（同一条件により屋外暴露）を用いて，JIS A 1108「コンクリートの圧縮強度試験方法」および JIS A 1149「コンクリートの静弾性係数試験方法」により試験を行って確認した．なお，圧縮強度は，供試体の端面処理を研磨により行ったため，JIS A 1107「コンクリートからコア及びはりの切り取り方法並びに強度試験方法」による高さ／直径による補正係数を乗じた値とした．

5.3.4 測定結果

各供試体の測定結果を以下に示す．外観調査結果についてはシリーズの結果を代表して示す．

(1) 外観調査（コンクリートのひび割れ状況）

ひび割れは材齢 3 ヶ月までは確認されなかったが，材齢 6 ヶ月で各供試体の表面に供試体軸方向のひび割れが確認された．夏季の外気温が高い時期を経験した材齢 9 ヶ月では，ひび割れ幅の増加や新たなひび割れの発生が確認された．材齢 12 ヶ月では新たなひび割れの発生やひび割れ幅の増加は確認できなかった．これは冬季の外気温が低い時期のため，アルカリ骨材反応による膨張が緩慢になったためと考えられる．夏季を 2 回経験した材齢 19 ヶ月では，材齢 12 ヶ月に比べてひび割れ幅の増加が認められたが，その後，材齢 25 ヶ月まではほとんど変化がなかった．材齢 33 ヶ月から 45 ヶ月の間ではひび割れ幅の増加は確認できたが，新たなひび割れの発生は確認できず，

顕著な変化は認められなかった。ひび割れの最大幅は、0.7～0.8mm の範囲であった。シリーズⅢのひび割れ経時変化状況を図 5-3-5 に示す。

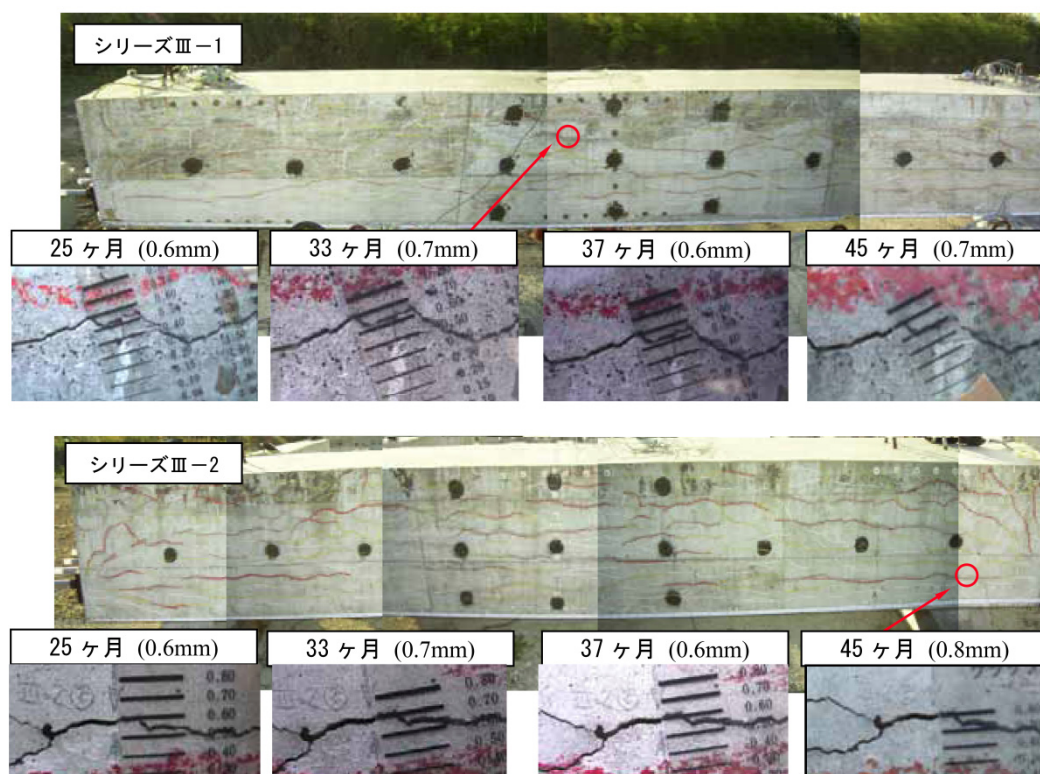


図 5-3-5 供試体シリーズⅢのひび割れ経時変化状況

45 ヶ月経過時のひび割れ密度は、鉄筋破断の影響を見るシリーズⅠおよびシリーズⅡにおいて、鉄筋破断の有無による有意な差は認められなかった。シリーズⅢの経時変化を図 5-3-6 に示す。

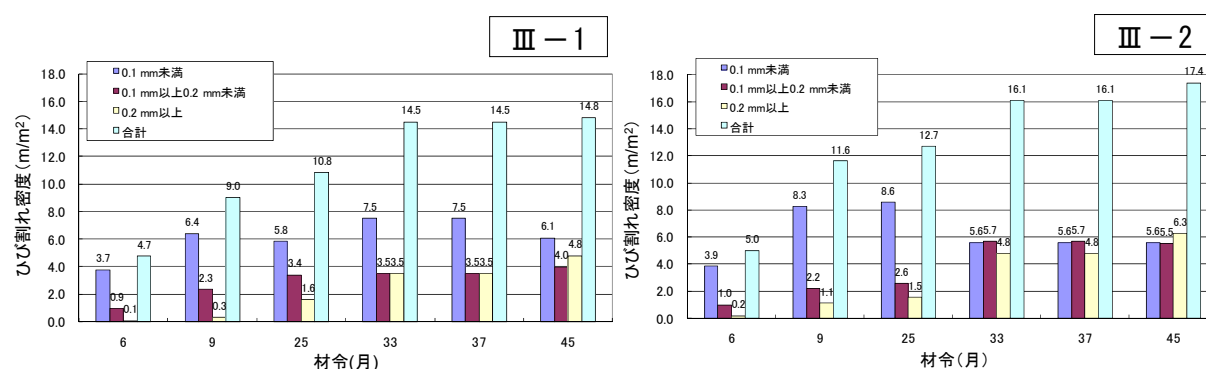


図 5-3-6 ひび割れ密度の経時変化(シリーズⅢ)

Ⅲ-1 とⅢ-2 の違いは、せん断補強鉄筋比を前者は実橋脚標準相当の 0.4%，後者は 1/2 に低減させた 0.23% にしていることであるが、45 ヶ月経過時のひび割れ密度は、Ⅲ-1 で 14.8 m/m²，Ⅲ-2 で 17.4 m/m² となり、せん断補強鉄筋が少なく拘束の影響が小さいⅢ-2 のひび割れ密度が大きくなった。

(2) コンクリート表面ひずみ

コンクリート表面ひずみの計測位置図を図 5-3-7 に、各シリーズのコンクリート表面ひずみの経時変化を図 5-3-8～図 5-3-10 に示す(シリーズ は代表供試体について示す)。各シリーズで共通するのは、軸方向上縁側のひずみの増加に比べて、鉛直方向および軸直角方向の上縁のひずみの増加が卓越しており、軸方向下縁ではひずみの増加は確認できなかった。これは軸方向にプレストレスが導入されていることにより、膨張が拘束されていること、特に PC 鋼棒が下縁側に偏心して配置されていることから、軸方向下縁の膨張が抑えられたことによると考えられる。ひずみの増加は夏季(840～960 日、1,200～1,320 日)の高温多湿時期に顕著となった。

次に、シリーズ のプレストレス量の違いによる差を比較すると、プレストレスの導入量 10N/mm^2 の -1 と 7.5N/mm^2 の -5 では、-5 の軸直角方向上面のひずみが $4,000\mu$ 程度大きくなっていた。これは鉄筋破断の影響は無いためプレストレス量の違いによる影響と考えられる。

シリーズ は、プレストレス量は同じで、鉄筋破断の有無による差を確認するものである。あらかじめ鉄筋破断させている -2 の軸直角方向上面のひずみが $1,000\mu$ 程度大きくなっていることが確認できる。これは鉄筋破断による拘束力の低下が影響しているものと考えられる。

シリーズ では、せん断補強鉄筋比の違いにより、鉄筋比 0.40% の -1 と 0.23% の -2 では、鉄筋比の小さい -2 の方が、鉛直方向および軸直角方向の上縁のひずみが $1,000\mu$ 程度大きくなっていることが確認できる。これは -2 のコンクリートの膨張の拘束が小さいことによるものと考えられる。



図 5-3-7 コンクリート表面ひずみ計測位置図

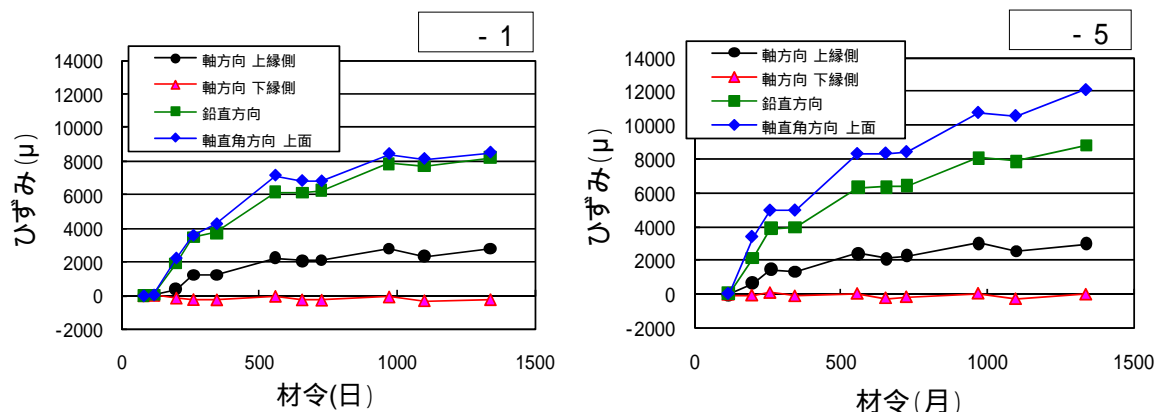


図 5-3-8 コンクリート表面ひずみの経時変化(シリーズ)

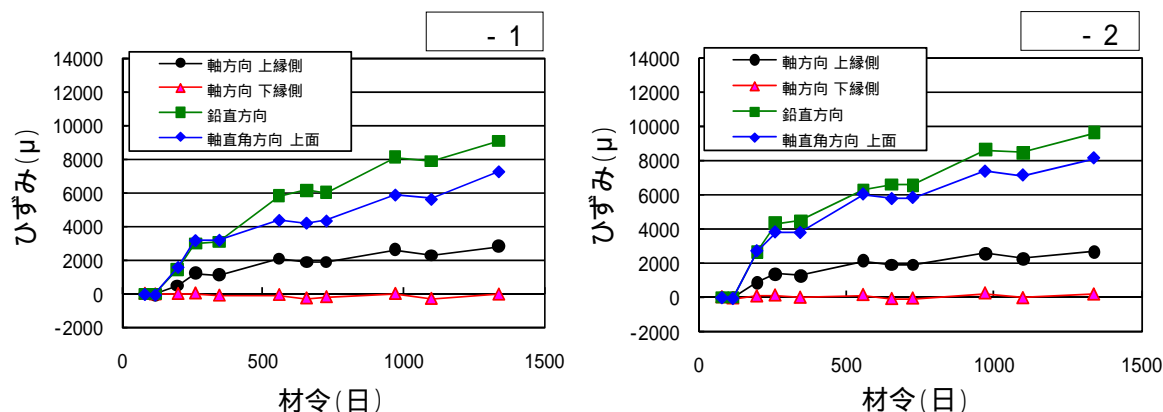


図 5-3-9 コンクリート表面ひずみの経時変化(シリーズ)

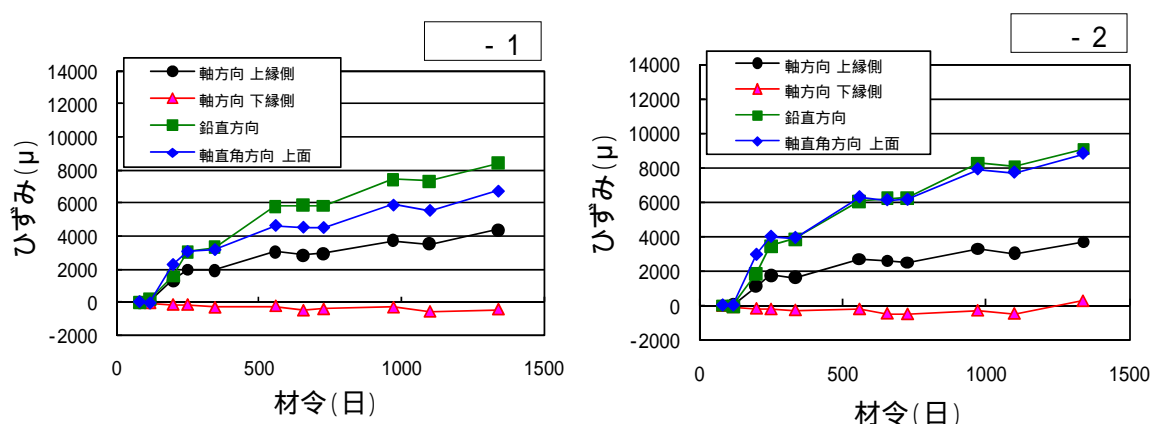


図 5-3-10 コンクリート表面ひずみの経時変化(シリーズ)

(3) セン断補強鉄筋ひずみ

各シリーズにおけるせん断補強鉄筋のひずみの経時変化を図 5-3-11～図 5-3-13 に示す。各シリーズ共に概ね 600 日までに大きく増加し，その後は夏季（840～960 日）に増加傾向が見られる。シリーズ では，上段，中段，下段の各測定値にあまり差が無いが，シリーズ およびシリーズ では，各々の測定値に差がある。これは，はり高さの違いによる各測定位置のプレストレスの影響が異なり，アルカリ骨材反応による膨張力が鉄筋に与える影響に差異が生じていると考えられる。また，季節変動による変化量は，コンクリート表面ひずみほど顕著ではないが，概ねその傾向に同調していると考えられる。

鉄筋破断の影響を見るシリーズ およびシリーズ では，あらかじめ鉄筋破断をさせた供試体 - 4 および - 2 は，破断の無い - 1 および - 1 と比較するとひずみが小さい傾向が認められた。これは破断の無い状態では，コンクリートの膨張力により鉄筋にひずみが蓄積されることを表わしていると考えられる。

シリーズ では，せん断補強鉄筋の鉄筋比の違いに着目したが，有意な差は確認できなかった。材齢 500 日を超えたあたりから，計測位置上段では 5,000μ を越え，中段，下段では 10,000μ を越えるひずみが発生し，1,350 日では中段で - 1，- 2 とともに 15,000μ を越える値となった。

コンクリート表面ひずみの経時変化では，鉛直方向のひずみが各シリーズで 8,000μ～9,000μ 程度となり有意な差が生じなかったが，せん断補強鉄筋のひずみでは，各シ

リーズ間で大きく違う結果となった．せん断補強筋の中段のひずみに着目すると，鉄筋破断の無い供試体である - 1(はり高さ 300mm)のひずみは 2,500 μ ， - 1(はり高さ 600mm)のひずみは 7,500 μ ， - 1(はり高さ 750mm)のひずみは 16,000 μ となり，各々の比率は 1:3:6.4 であった．このように供試体の寸法が大きくなるにつれて鉄筋のひずみが大きくなることは，コンクリート構造体の強度が構造体の寸法(はりの高さ)に応じて低下していく寸法効果¹¹⁾を受けていると考えることができる．

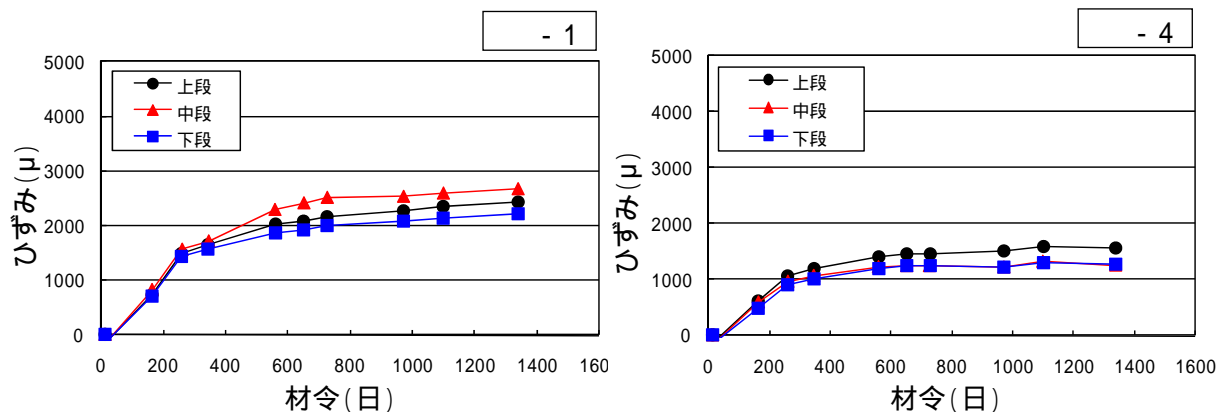


図 5-3-11 せん断補強鉄筋のひずみの経時変化(シリーズ)

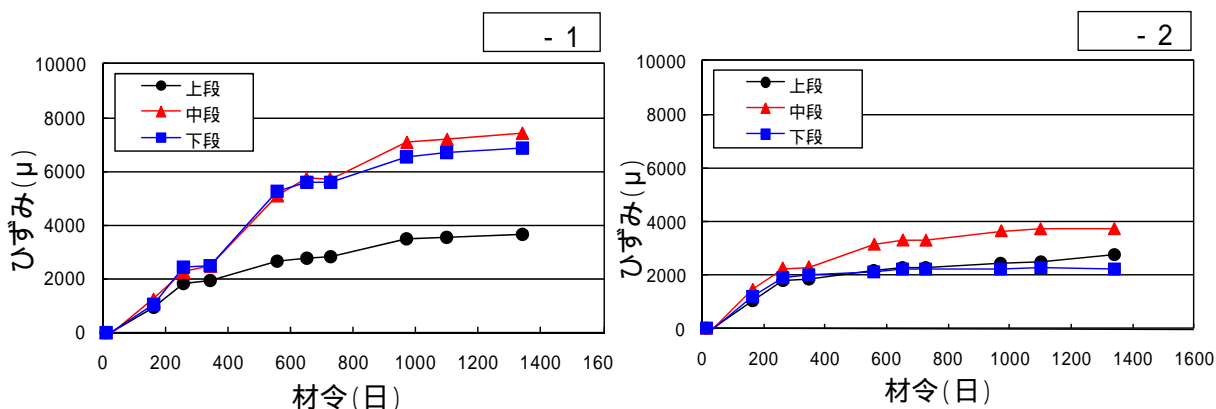


図 5-3-12 せん断補強鉄筋のひずみの経時変化(シリーズ)

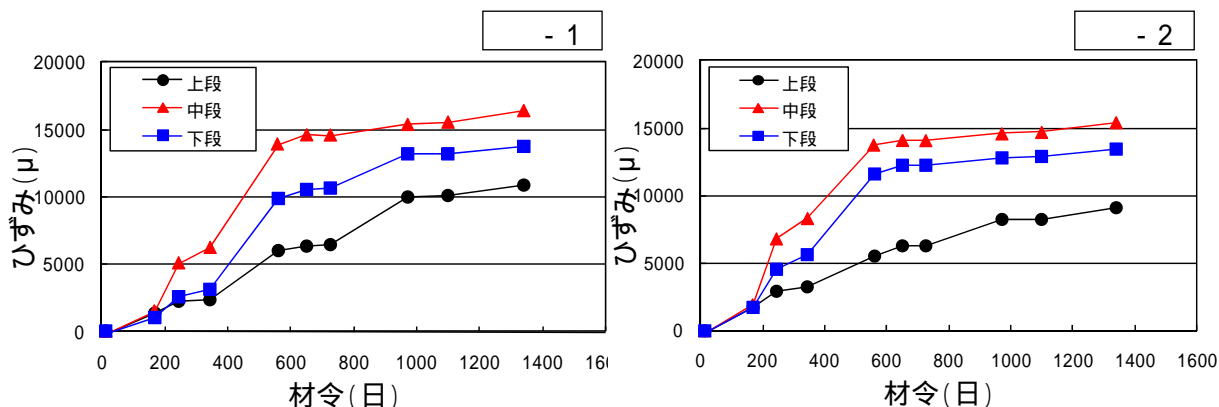


図 5-3-13 せん断補強鉄筋のひずみの経時変化(シリーズ)

(4) コンクリートの圧縮強度および静弾性係数

供試体と同じ条件で自然暴露したコンクリート円柱供試体の圧縮強度の経時変化を図 5-3-14 に，静弾性係数の経時変化を図 5-3-15 に示す．圧縮強度は材齢 180 日まで増加し最大で 50.9N/mm^2 であった．その後は徐々に低下し，材齢 570 日でこれの約 8 割に相当する 39.7N/mm^2 まで低下し，その後はほとんど変化しなかった．静弾性係数は材齢 28 日の $2.7 \times 10^4\text{N/mm}^2$ が最大値となり，その後は徐々に低下し，材齢 180 日で $1.97 \times 10^4\text{N/mm}^2$ ，材齢 570 日～750 日では材齢 28 日の約 3 割に相当する $0.8 \sim 1.0 \times 10^4\text{N/mm}^2$ まで低下し，その後はほとんど変化しなかった．圧縮強度と静弾性係数の低下割合を比較すると，静弾性係数の低下割合が大きかった．これは，アルカリ骨材反応により鉄筋破断が生じた橋脚で採取したコアの試験値と同様の傾向であった．

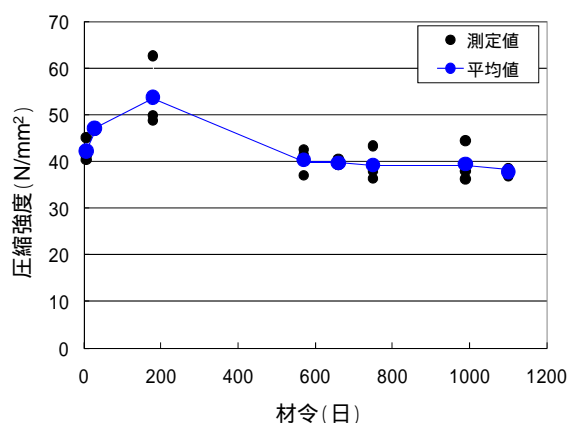


図 5-3-14 圧縮強度の経時変化

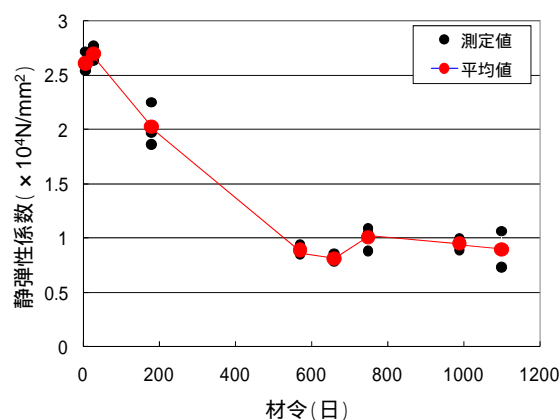


図 5-3-15 静弾性係数の経時変化

5.3.5 コンクリートの膨張が鉄筋に与える影響

(1) 供試体と実橋脚の劣化状況の比較

アルカリ骨材反応による膨張力が鉄筋に与える影響を推定するために，鉄筋破断が生じた実橋脚と同程度の劣化になることを目標に供試体を約 4 年半にわたって自然暴露した．供試体(シリーズ)と鉄筋破断が生じた実橋脚の劣化状態を比較すると以下のとおりであった．

コンクリートのひび割れ状況(ひび割れ密度・ひび割れ幅)

供試体のひび割れ密度は， $14.8 \sim 17.4\text{m/m}^2$ であり，供試体の側面におけるひび割れの最大幅は 0.8mm であった．実橋脚では，PC はり橋脚で $3 \sim 4\text{m/m}^2$ 程度¹²⁾であり，供試体のひび割れ密度は実橋脚の値より大きかった．

コンクリート表面ひずみ

供試体の鉛直方向のひずみは， $8,000\mu \sim 9,000\mu$ 程度の値であり，実橋脚では本論文第 3 章 3.2.4 大阪西宮線西 P54 の橋脚寸法の経年変化より，はり部の鉛直方向で約 $1,800\mu$ が確認されている．供試体のコンクリート表面ひずみは実橋脚の値より大きかった．

コンクリートの圧縮強度および静弾性係数

供試体と同条件で暴露した円柱供試体の圧縮強度および静弾性係数は，圧縮強度で最大値の約 8 割に相当する 40N/mm^2 程度まで低下し，静弾性係数は最大値の約 3 割に相当する $1.0 \times 10^4\text{N/mm}^2$ 程度まで低下していた．実橋脚では，本論文第 3 章 3.2 で述べたとおり，圧縮強度および静弾性係数のいずれも低下傾向がみられ，設計基準強度や

標準値を下回るものも確認された。圧縮強度の低下と比較すると静弾性係数の低下が著しかったが、供試体でも同様の傾向が確認された。

④ まとめ

供試体と実橋脚では寸法が異なるため単純に比較はできないが、ひび割れ密度や表面ひずみは、実橋脚より供試体の方が大きい値を示した。圧縮強度および静弾性係数は、実橋脚と同様の低下傾向が確認された。以上の結果から、供試体は鉄筋破断が生じた実橋脚の劣化状況を概ね再現できていると判断した。

(2) コンクリートの膨張が鉄筋に与える影響

供試体シリーズⅢのせん断補強鉄筋のひずみから、コンクリートの膨張により鉄筋に与える応力を推定した。本研究に使用した鉄筋の応力-ひずみ曲線を図 5-3-16 に示す。シリーズⅢでは、 $15,000\mu$ 程度の鉄筋ひずみが計測されており、このひずみに相当する応力を応力-ひずみ曲線から求めると、降伏応力相当の 350N/mm^2 程度となる。ただし、鉄筋の曲げ加工部は加工硬化により降伏点の上昇も考えられることから、今後さらにコンクリートの膨張が進むと引張強さ相当の応力に至ることも考えられる。

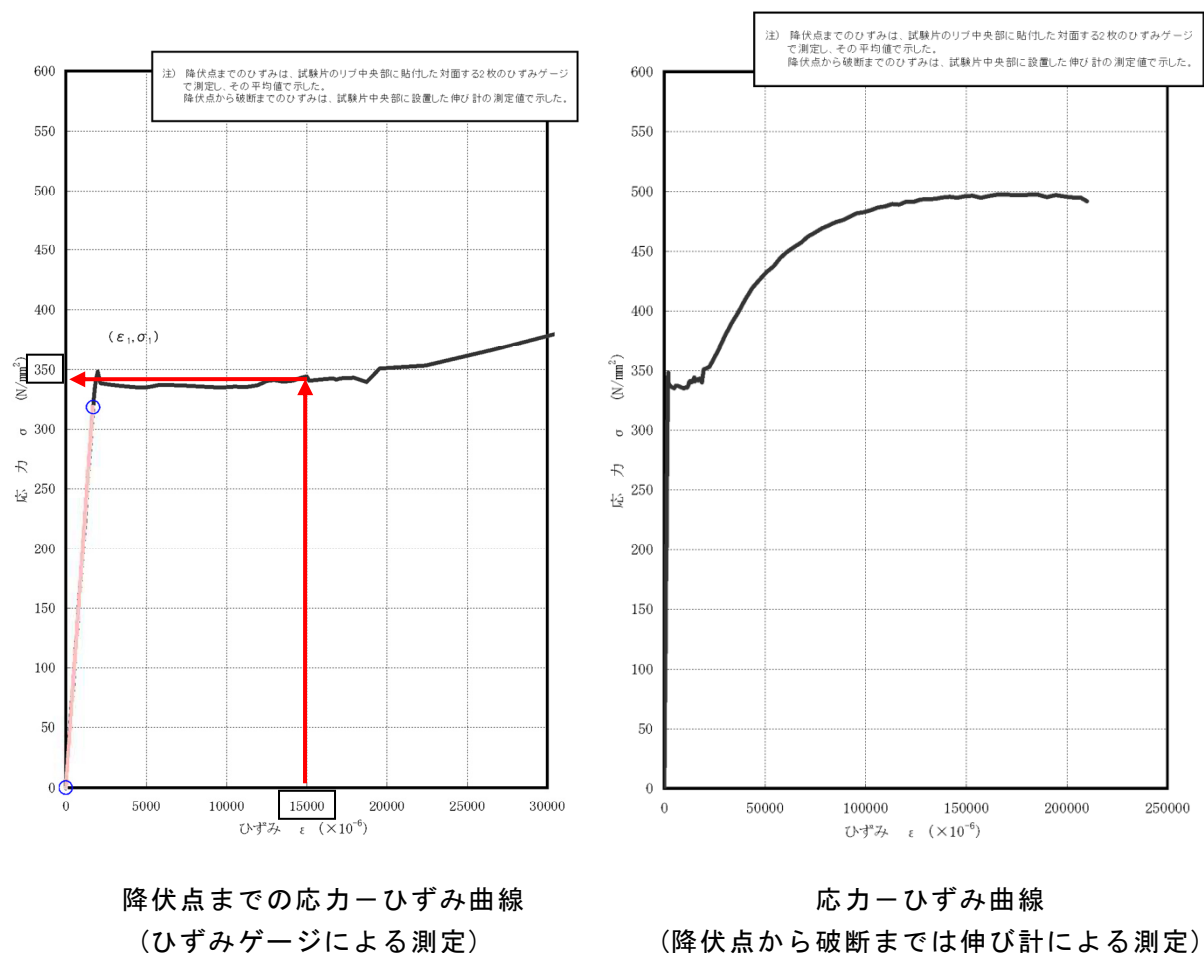


図 5-3-16 鉄筋の応力-ひずみ曲線

5.3.6 まとめ

本章では、反応性骨材を使用した PC はり供試体を製作し、自然暴露によりアルカリ骨材反応による劣化を進行させ、約 4 年半にわたってその膨張挙動を追跡調査した。コンクリートの膨張が鉄筋に与える影響を確認するために、せん断補強鉄筋のひずみから応力を推定した。得られた結果をまとめると以下のとおりである。

(1) 供試体の膨張挙動

コンクリートのひび割れの長さおよび幅の進展は、夏季の高温時に顕著となり、冬季ではほとんど変化がみられなかった。

コンクリートのひび割れ密度は、鉄筋破断の有無による有意な差は確認できなかった。せん断補強鉄筋比の違いでは、鉄筋比が小さいとひび割れ密度が大きくなった。コンクリート表面のひずみは、供試体軸方向上縁側のひずみの増加に比べて、鉛直方向および軸直角方向の上縁のひずみの増加が卓越していた。軸方向下縁のひずみは、プレストレスにより膨張が抑制されたため発生しなかったと考えられる。せん断補強鉄筋のひずみの変化は、コンクリート表面のひずみの変化の傾向と概ね一致していた。

せん断補強鉄筋のひずみは、降伏点のひずみを大幅に超過し、最大で $15,000\mu$ 程度となった。

コンクリートの圧縮強度は、最大値の約 8 割相当まで低下した。静弾性係数は、最大値の約 3 割相当まで低下した。これらの低下割合は、アルカリ骨材反応による劣化が生じた道路橋の橋脚で採取したコンクリートコアの試験値と同様の傾向が確認できた。

供試体の自然暴露により実橋脚の劣化状況を概ね再現することができた。

(2) コンクリートの膨張が鉄筋に与える影響

せん断補強鉄筋のひずみからコンクリートの膨張により鉄筋に与える応力を推定すると、降伏応力相当の 350N/mm^2 程度となった。今後さらにコンクリートの膨張が進むと引張強度相当の応力に至ることも考えられる。

5.4 結言

本章では、鉄筋の曲げ加工に伴うひずみと応力の変化について、FEM 解析により曲げ加工前後のひずみや残留応力を推定した。さらにアルカリ骨材反応によるコンクリートの膨張が鉄筋に与える影響を、供試体の長期暴露試験により経時変化を調査して明らかにした。得られた結果をまとめると以下のとおりである。

- (1) 曲げ加工を再現した FEM 解析では、破断鉄筋では現行鉄筋と比較して節の付根付近のひずみの集中が顕著であった。現行鉄筋の曲げ加工実験における節の付根のき裂発生箇所と曲げ加工解析においてひずみが集中した箇所が概ね一致していた。
- (2) 曲げ加工終了時から除荷後の応力の変化は、曲げ加工の外側では、概ね引張応力から圧縮応力に、曲げ内側表層部では、圧縮応力から引張応力に変化した。特に節の付根部では、 300N/mm^2 程度の引張りの残留応力となり、き裂進展の要因になると考えられる。
- (3) 相当塑性ひずみは、曲げ半径に依存し、曲げ角度の影響はほとんど認められない。曲げ外側と曲げ内側では、曲げ始めの断面を除き、曲げ外側が大きい。曲げ加工後と除荷後では変化がないことがわかった。
- (4) 残留応力は、曲げ半径が小さい場合に大きくなり、1d 曲げでは内側表層部に破

断強さ相当の引張残留応力の発生が考えられる， 引張残留応力の発生は，アルカリ骨材反応による膨張力と相まって鉄筋破断の要因になると考えられる．

- (5) 反応性骨材を使用した PC はり供試体の暴露実験では ,アルカリ骨材反応による劣化を進行させ , 約 4 年半にわたってその膨張挙動を追跡調査した . せん断補強鉄筋のひずみからコンクリートの膨張により鉄筋に与える応力を推定すると , 降伏応力相当の 350N/mm^2 程度となった . 今後さらにコンクリートの膨張が進むと引張強さ相当の応力に至ることも考えられる .

本章の参考文献

- 1) 眞野裕子 , 幸左賢二 , 松本茂 , 橋場盛 : 曲げ加工部での鉄筋損傷メカニズムの検討 , コンクリート工学年次論文集 , Vol.26 , No.1 , pp.963-968 , 2004
- 2) 樽井敏三 , 鳥居和之 : アルカリシリカ反応による鉄筋の破断機構 , 材料と環境 , Vol.59 , pp.143-150 , 2010
- 3) Hiroi, Y., Manabe, H., Ihara, T., Ookubo, T., Miyagawa, T., : Experimental Study on the Long-term Properties of Prestressed Concrete Members Affected by Alkalai-Silica Reaction (ASR) , Proceedings of the 13th International Conference on Alkali-Aggregate Reactions in Concrete (ICAAR) , pp.754-763 , 2008.
- 4) Nishimura, K., Muroda, K., Kobayashi, Y., Taniguchi, H., Miyagawa, T., : Experimental Study on Shear Strength and Reinforcement of PC Members Affected by Alkalai-Silica Reaction (ASR) , Proceedings of the 13th International Conference on Alkali-Aggregate Reactions in Concrete (ICAAR) , pp.290-299 , 2008
- 5) 野島昭二 , 竈本武弘 , 宮原茂禎 , 丸屋剛 : ASR を生じたコンクリート構造物の鉄筋ひずみとコアの残存膨張 , コンクリート工学年次論文集 , Vol.31 , No.1 , pp.1,267-1,272 , 2009
- 6) 益田森治 , 室田忠雄 : 改訂工業塑性力学 , 養賢堂 , pp.51-53 , pp.111-115 , 2005
- 7) 佐々木一則 , 久利良夫 , 五十嵐弘行 , 宮川 豊章 : 鉄筋曲げ加工部のひずみおよび応力分布に関する研究 , コンクリート工学年次論文集 , Vol.30 , No.1 , pp.987-992 , 2008
- 8) 佐々木一則 , 久利良夫 , 荒木茂 , 箕島弘二 , 宮川豊章 : 鉄筋曲げ加工部のひずみおよび残留応力の解析的研究 , コンクリート構造物の補修 , 補強 , アップグレード論文報告集 , 第 8 巻 , pp.215-220 , 2008
- 9) 土木学会 : アルカリ骨材反应对策小委員会報告書 - 鉄筋破断と新たな対応 - , pp. -26- -73 , 2005.9
- 10) 佐々木一則 , 松本茂 , 久利良夫 , 葛目和宏 , 金海鉦 , 宮川豊章 : ASR 劣化が生じた PC 梁の長期暴露試験における膨張挙動 , 材料 , Vol. 57 , No. 10 , pp. 973-980 , 2008
- 11) 二羽淳一郎 : コンクリート構造の基礎 , (株)数理工学社 , p.13 , p.77 , 2006
- 12) 川島恭志 , 幸左賢二 , 佐々木一則 , 三浦正嗣 : PC・RC 構造物の ASR 劣化度の定量的評価に関する一考察 , 第 15 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集 , pp. 101-106 , 2006

第 6 章 コンクリートの劣化に伴う鉄筋の 水素ぜい化割れの可能性検討

6 . 1 緒言

アルカリ骨材反応による鉄筋破断の要因のひとつとして、水素ぜい化割れの可能性があげられる。第 3 章の鉄筋破断の実態では、道路構造物の破断鉄筋を調査した結果、き裂の先端部分で細いき裂が結晶粒界を進展しているものがあり、水素ぜい化の特徴と類似しているものがあった。

水素ぜい化は、高張力鋼などにおいて、使用環境中から侵入した水素がき裂や切欠きなどの三軸応力場に拡散・集積し、延性を著しく低下させる破壊であり^{1), 2)}、土木工学の分野における研究では、ボルト用鋼や PC 鋼材などの高張力鋼を中心に行われている^{3), 4)}。

材料中に吸蔵した水素は室温で拡散する拡散性水素と非拡散性水素の 2 種類の状態が存在することが明らかにされているが、水素ぜい化の主要因子は拡散性水素であること、非拡散性水素はその吸蔵量によらず破断伸びや引張強さなど静的強度に影響を与えないことが明らかにされている^{5), 6)}。水素ぜい化の可能性を言及する上では、鋼中水素の分析は極めて重要であるが、これまでにアルカリ骨材反応により破断した鉄筋の水素吸蔵量を確認した事例は、鉄道橋の橋脚において測定された事例⁷⁾が報告されているのみである。

本章では、環境助長割れの一つである水素ぜい化割れに着目し、鉄筋の曲げ加工度の違いによる拡散性水素吸蔵量と、アルカリ骨材反応による劣化コンクリート中の鉄筋の拡散性水素吸蔵量を調査して、鋼の引張強度と材料中の拡散性水素溶解量との関係から水素ぜい化割れの可能性について検討した。さらに、アルカリ骨材反応による膨張を模擬した低ひずみ速度引張試験では、水素を吸蔵させた鉄筋の破面の特徴と実際の破断鉄筋の破面を比較することにより、水素の関与について検討した。

6 . 2 鉄筋中の拡散性水素吸蔵量

6 . 2 . 1 曲げ加工条件の違いによる水素吸蔵量調査

(1) 目的

鋼の塑性ひずみによる拡散性水素吸蔵量への影響については、鈴木ら⁵⁾が塑性ひずみの増大に伴い拡散性水素は、ほぼ直線的に増加することを示している。筆者ら⁸⁾は、曲げ加工とひずみ時効の模擬による水素吸蔵量の違いを、電気化学的に水素をチャージした鉄筋の昇温脱離水素ガス分析により確認している。その結果、曲げ加工により拡散性水素の吸蔵量が高まること、ひずみ時効の影響はほとんどないことを確認している。本検討では、鉄筋の破断は曲げ角度が 90° 以外の場合でも生じていることに着目し、曲げ加工の角度をパラメータとして、加工度の違いによる水素吸蔵量を明らかにし、水素ぜい化割れの可能性の評価に資することを目的とした。

(2) 試験方法

供試材

供試材はアルカリ骨材反応により劣化した橋脚の破断鉄筋(昭和 40 年代後半に製造さ

れ，JIS G 3112 の SD345 の化学成分規格値を満足する D32)を使用した．供試材の加工条件は，表 6-2-1 に示すように，曲げ半径を 1d (d＝鉄筋の呼び径)とし，曲げ角度は 45° および 90° の 2 種類とした．

供試材の採取方法は，図 6-2-1 に示すように，曲げ加工部の節の付根付近から，厚さ 1.5mm の板状供試材を切り出し，曲げ加工の外側，中央，内側の各部位からワイヤーカット放電加工により切り出した．

表 6-2-1 水素吸収量調査用供試材一覧

試料 No.	採取位置	
①	曲げ加工半径 1d 曲げ角度 45°	曲げ部内側
②		曲げ部中央
③		曲げ部外側
④	曲げ加工半径 1d 曲げ角度 90°	曲げ部内側
⑤		曲げ部中央
⑥		曲げ部外側
⑦	曲げ加工なし	

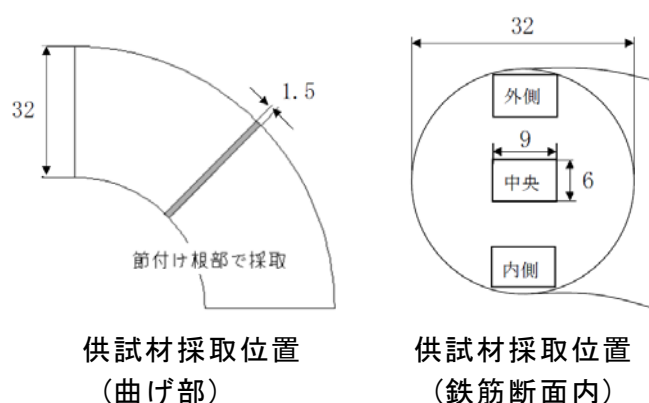


図 6-2-1 供試材の採取方法 (寸法単位：mm)

② 計測方法

各供試材について，電解水素チャージ法により水素を吸蔵させ，常温放置による水素離散を避けるため，水素分析直前まで液体窒素中にて低温保管した．鋼材中の水素量の分析は，図 6-2-2 に示す大気圧イオン化質量分析計(API-MS=Atmospheric Pressure Ionization Mass Spectrometer) による昇温脱離水素ガス分析を行い定量分析した．計測温度範囲は 20～600℃，昇温速度は 12℃/min とし，キャリアーガスは Ar ガスパージを 1000ml/min とした．水素チャージの条件は，電解溶液に硫酸(pH 2.0)を使用し，電解温度は 30℃ (恒温水槽にて温度調節)とした．電流密度は 1mA/cm²とし，電解時間は水素拡散係数 $D=1\times 10^{-7}\text{cm}^2/\text{s}$ にて，厚さ 1.5mm の板内に水素が平衡吸収される時間を 24 時間と設定した．

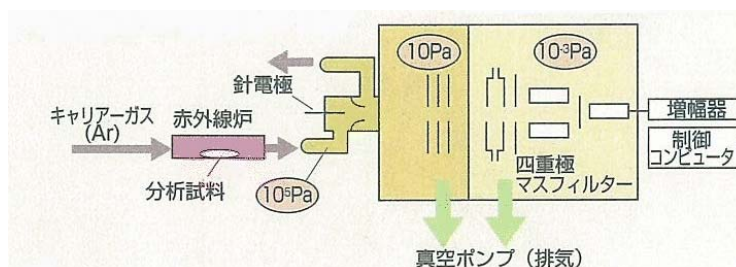


図 6-2-2 大気圧イオン化質量分析計 (API-MS)

(3) 計測結果

水素吸蔵量の分析結果を図 6-2-3、図 6-2-4 に示す。いずれの供試材においても、100～200℃の範囲で明瞭な水素放出ピークを示した。水素放出量の累積積分値の変化量から、RT～200℃の範囲における水素放出量が、電解水素チャージ法により供試材が平衡吸収した水素量と判断し定量した。鋼中の水素吸蔵量の定量結果を表 6-2-2 および図 6-2-5 に示す。

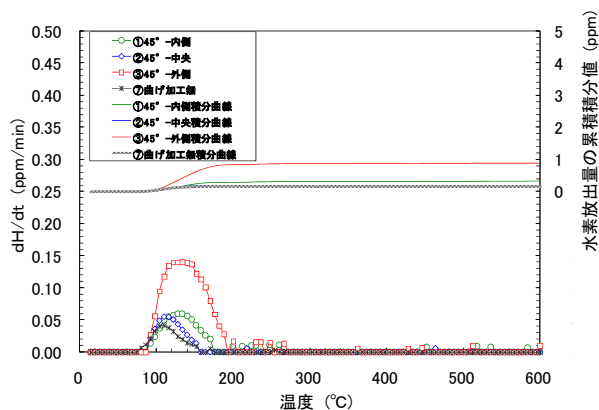


図 6-2-3 昇温脱離水素分析結果
(曲げ角度 45°)

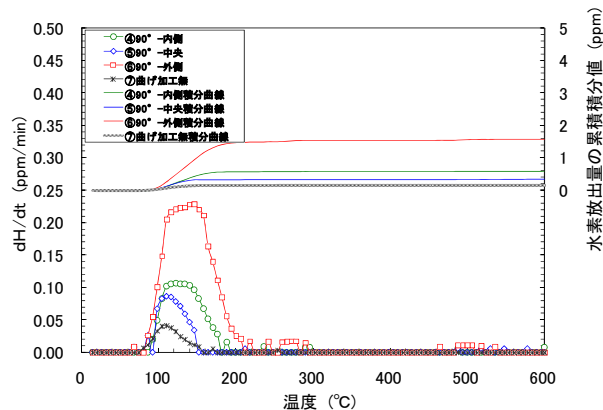


図 6-2-4 昇温脱離水素分析結果
(曲げ角度 90°)

表 6-2-2 水素吸収量定量結果

試料 No.	採取位置		鋼中水素量(ppm) RT～200℃にて定量
①	曲げ加工半径 1d 曲げ角度 45°	曲げ部内側	0.29
②		曲げ部中央	0.20
③		曲げ部外側	0.84
④	曲げ加工半径 1d 曲げ角度 90°	曲げ部内側	0.58
⑤		曲げ部中央	0.32
⑥		曲げ部外側	1.47
⑦	曲げ加工なし		0.16

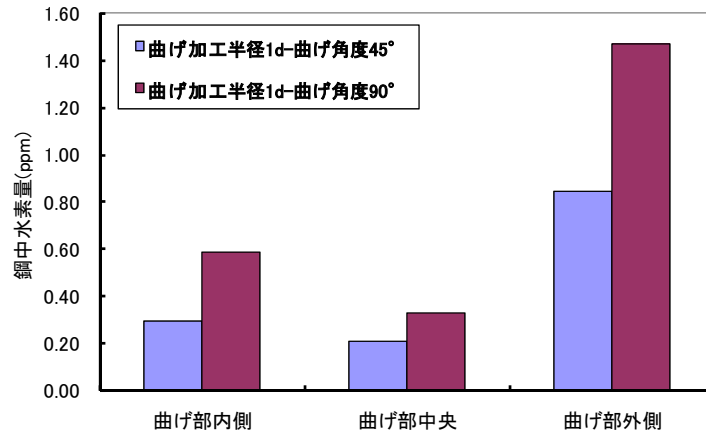


図 6-2-5 水素量吸収量定量結果

水素吸蔵量は、曲げ部中央、曲げ部内側、曲げ部外側の順で多くなり、曲げ角度にかかわらずその傾向は同じであり、曲げ部外側がいずれの曲げ角度においても最も多くなった。曲げ角度の違いでは、45° と 90° を比べると 90° の方が多くなり、45° の値に対する 90° の値の比率は、曲げ部内側で 2.0 倍、曲げ部中央で 1.6 倍、曲げ部外側で 1.75 倍の吸蔵量となった。曲げ加工なしと曲げ角度 90° の場合を比較すると、曲げ加工なしの 0.16ppm に対して、曲げ部中央が 0.32ppm で 2 倍、曲げ部内側が 0.58ppm で約 3.6 倍、曲げ部外側が 1.47ppm で約 9.2 倍の吸蔵量となり、曲げ部中央が曲げ加工なしの値に近い。

曲げ部内側と比べて曲げ部外側の方が多くなった理由としては、一般に鋼に塑性ひずみを与えることにより水素のトラップサイトとなる格子欠陥(原子空孔といわれている)が導入され、水素が吸蔵されやすくなるが⁹⁾、引張変形の方が圧縮変形よりも原子空孔などの欠陥が多く生じていることにより、曲げ外側の吸蔵量が多くなったものと考えられる。

(4) まとめ

鉄筋の曲げ加工の角度をパラメータとして、加工度の違いによる水素吸蔵量を調査した。得られた結果をまとめると以下のとおりである。

- ① 鉄筋の曲げ加工による水素吸蔵量は、曲げ角度にかかわらず曲げ外側が多くなる傾向がある。
- ② 曲げ角度の違いでは、45° と 90° を比べると 90° のほうが多くなり、45° の値に対して曲げ部内側で 2.0 倍、曲げ部中央で 1.6 倍、曲げ部外側で 1.75 倍の吸蔵量となった。
- ③ 曲げ加工なしと比較すると、曲げ角度 90° の場合で、曲げ部中央が 2 倍、曲げ部内側が約 3.6 倍、曲げ部外側が約 9.2 倍の吸蔵量となり、曲げ部中央が曲げ加工なしの値に最も近い。

6. 2. 2 アルカリ骨材反応による劣化供試体中の鉄筋の水素量吸蔵量調査

(1) 目的

アルカリ骨材反応により劣化したコンクリート中の鉄筋の水素吸蔵量を計測した事例は、鉄筋破断が生じた鉄道橋の橋脚における計測事例⁷⁾が報告されているのみで、極めて少ないのが実情である。本章では、アルカリ骨材反応による劣化が生じたプレストレストコンクリート製のはり供試体中の鉄筋の水素吸蔵量を計測し、水素ぜい化割れの可能性の評価に資することを目的とした。

(2) 試験方法

① 供試体の概要¹⁰⁾

供試体は、600×600×4,000mmのプレストレストコンクリート製のはりで、鉄筋破断によるせん断耐力確認用に製作したものである。この供試体は約4年半の期間において自然暴露させ、鉄筋破断が生じていた実橋脚に相当する程度の劣化が生じた段階で、載荷試験を実施した後のものである。載荷試験後の供試体の外観を図6-2-6に示す。



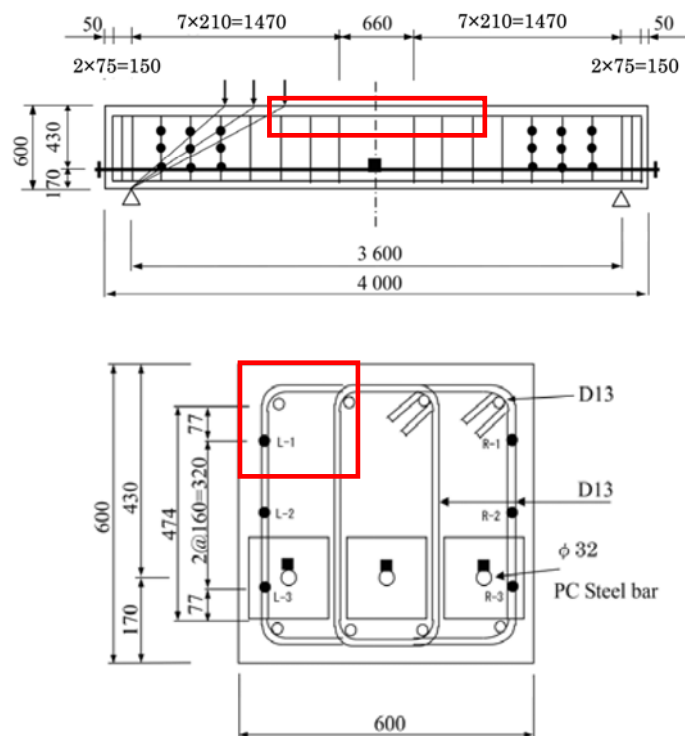
図 6-2-6 供試体の外観

使用材料は、セメントは早強セメントを、反応性骨材は北海道産の安山岩を使用し、添加アルカリは全アルカリ量（等価 Na_2O 量）が 8.0kg/m^3 となるように NaOH を添加した。コンクリートの設計基準強度は 35N/mm^2 とした。鉄筋は引張強さ 476.7N/mm^2 、伸び 24.1%で JIS G 3112 SD295A (D13) の規格を満足する電炉品を使用し、曲げ加工半径は、 $2d$ (d =鉄筋の呼び径)とした。プレストレスは下縁応力で 10N/mm^2 、上縁応力で 0N/mm^2 となるような三角形分布とした。供試体の製作は、平成 16 年 1 月下旬にコンクリート打設を行い、京都府内において自然環境下で暴露放置した。ひび割れは、材齢 3 ヶ月までは確認されなかったが、材齢 6 ヶ月の目視観察の時点で、各供試体の表面において、供試体軸方向を主体としたひび割れが確認された。約 4 年経過後の供試体の側面におけるひび割れの最大幅は、 $0.7\sim 0.9\text{mm}$ の範囲にあり、ひび割れ密度は 16.5m/m^2 程度であった。

② 鉄筋試料採取位置

供試体形状と鉄筋試料採取位置を図 6-2-7 に示す。図 6-2-6 に示すようにスパン中

中央の載荷試験によるひび割れの影響が小さい箇所(図 6-2-7 の赤枠線で示す部位)からスターラップの曲げ加工部を 6 本採取した。



(単位 : mm)

図 6-2-7 供試体形状と鉄筋試料採取位置

供試体側面の鉄筋試料採取位置におけるひび割れ状況を図 6-2-8 に示す。最大ひび割れ幅は 0.9mm 程度であり、載荷試験の影響は特に確認できなかった。コンクリートはつり後のかぶり部分におけるひび割れ状況を図 6-2-9 に示す。ひび割れはかぶりの範囲内に留まっていた。



図 6-2-8 鉄筋試料採取位置におけるひび割れ状況



図 6-2-9 コンクリートはつり断面の
ひび割れ状況図



⑥ ⑤ ④ ③ ② ①
6-2-10 鉄筋試料の状況

鉄筋試料の採取方法は、コンクリートをブレーカーによりはつり、鉄筋を露出させてから熱の影響を抑えるためにせん断式の鉄筋カッターにより切断した。切断後は速やかにドライアイスにより冷却し、拡散性水素の逸散を防止した。採取した鉄筋試料の状況を図 6-2-10 に示す。鉄筋の腐食状況は、全試料の中では試料①が比較的腐食が進んでおり、腐食状況に応じた評価¹¹⁾に基づき評価すると、ごく表面的な腐食である「腐食度③」に判定される。

③ 鉄筋からの分析用試験片採取

曲げ部内側、中心、外側の拡散性水素量を計測するために、図 6-2-11 に示す位置から試料を採取した。試料採取は、1 本あたりの試料加工時間を短くし、水素が拡散するのを最低限に抑えるために、曲げ部内側、曲げ部中心、曲げ部外側をそれぞれ違う試験片から採取した。試料加工手順は、加工時間が早く、熱の影響を少なく抑えられるマイクロカッターで湿式切断し、1.5mm の輪切り状に加工を行い、その後は高精度の加工が行えるワイヤーカット放電加工により、最終的な試料形状に切り出した。加工時間は 1 試料あたり 20～30 分程度であった。

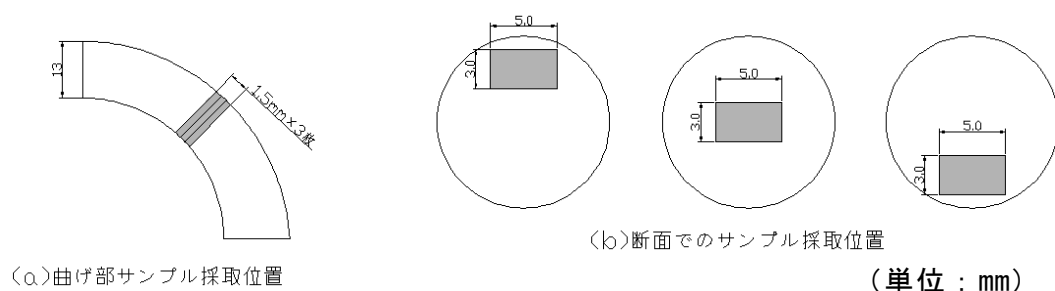


図 6-2-11 鉄筋からの試験片採取位置

④ 計測方法

水素分析方法は、試料の昇温機構として赤外線イメージ炉を取り付けた大気圧イオン化質量分析計 (API-MS=Atmospheric Pressure Ionization Mass Spectrometer) を使用し、昇温脱離ガス分析により定量分析した。計測温度範囲は 20～600℃、昇温速度は 12℃/min とし、キャリアーガスは Ar ガスパージを 1000ml/min とした。

(3) 試験結果

各試料の水素分析結果(水素放出速度－温度スペクトル)を図 6-2-12, 図 6-2-13 に, 鋼中水素量の定量結果を表 6-2-3 示す. 本章では, RT から 170℃までに放出された水素量の積分値を拡散性水素として定義した.

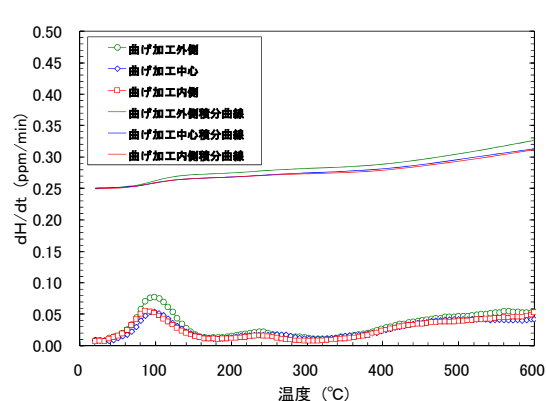


図 6-2-12 昇温脱離水素分析結果
(試料①)

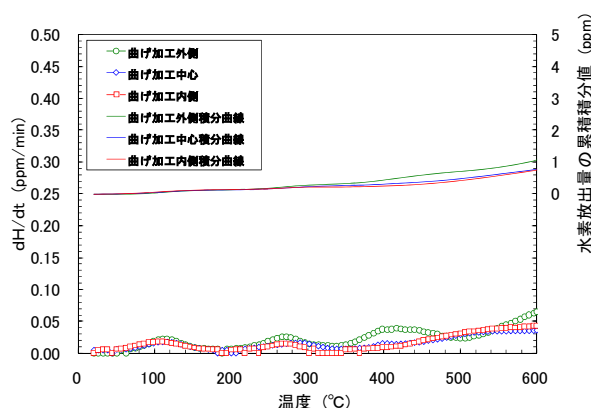


図 6-2-13 昇温脱離水素分析結果
(試料⑤)

表 6-2-3 鋼中水素量の定量結果

試料 No.	鋼中水素量(ppm) : RT～170℃にて定量(第 1 ピーク水素量)		
	曲げ部外側	曲げ部中央	曲げ部内側
①	0.46	0.34	0.35
⑤	0.13	0.13	0.14

鋼中の水素は室温で拡散できる拡散性水素と拡散できない非拡散性水素として存在しているが, 水素ぜい化の主要因子は拡散性水素であると考えられている^{5), 6)}. 腐食が比較的進行していた試料①では, 100℃付近の放出ピークと, 400～600℃域の放出ピークを分離して観察できる. 昇温脱離水素分析では, 鋼中における安定性が高い水素ほど, 高温側での放出ピークとして観察されるため, 2種類のピークが観察される鋼種では, 鋼の水素ぜい化に大きく影響するのは第 1 ピークの拡散性水素であり, 第 2 ピークの水素は鋼中に強くトラップされた水素であると解釈されている¹²⁾.

曲げ部外側, 曲げ部中央, 曲げ部内側の比較では, 100℃付近の放出ピークにおいて, 曲げ部外側のほうが曲げ部内側よりも放出量が多く, 曲げ部中央と曲げ部内側では有意な差は認められなかった. 曲げ部外側の水素吸蔵量が多いのは, 本章 6.2.1 の曲げ加工条件の違いによる水素吸蔵量調査において, 曲げ部外側が最も多い結果であったことと一致していた. 次に腐食が最も少なかった試料⑤では, 100℃付近に一応の放出ピークみられるが, 試料①ほど明確ではない. また, 曲げ部外側, 曲げ部中央, 曲げ部内側で同程度の放出量となっていた.

アルカリ骨材反応による劣化コンクリート中の鉄筋の拡散性水素吸蔵量は, 鉄筋の腐食程度により差が生じ, 腐食がほとんどなかった試料⑤ (0.13ppm) と比べて腐食が比較的進んだ試料① (0.46ppm) では, 約 3 倍の水素吸蔵量となっていた.

(4) まとめ

アルカリ骨材反応による劣化が生じたプレストレストコンクリート製のはり供試体中の鉄筋の水素吸蔵量を調査した。得られた結果をまとめると以下のとおりである。

- ① 腐食が比較的進行していた鉄筋では、昇温離脱水素分析により鋼の水素ぜい化に影響する拡散性水素の放出ピークを確認できるが、腐食の少ない鉄筋では明確に確認できなかった。
- ② 曲げ部外側、曲げ部中央、曲げ部内側の比較では、曲げ部外側の水素吸蔵量が最も多く、曲げ部中央と曲げ部内側では有意な差は認められなかった。曲げ部外側の水素吸蔵量が多いのは、曲げ加工条件の違いによる水素吸蔵量調査において、曲げ部外側が最も多い結果であったことと一致していた。
- ③ コンクリート中の鉄筋の拡散性水素吸蔵量は、腐食の程度により差が生じることを確認した。

6. 2. 3 アルカリ骨材反応による劣化橋脚中の鉄筋の水素量吸蔵量調査

(1) 目的

アルカリ骨材反応により劣化した橋脚において、鉄筋破断が生じた部位の鉄筋を採取して水素吸蔵量を計測し、水素ぜい化割れの可能性の評価に資することを目的とした。

(2) 試験方法

① 橋脚の概要

当該橋脚は、1972年に竣工した鉄筋コンクリート構造のT型橋脚である。上部工は鋼単純合成鈑桁で橋脚はり天端上には、橋梁の伸縮継ぎ手があり、漏水が発生していた。1980年にアルカリ骨材反応によるひび割れ補修として、ひび割れ樹脂注入と表面保護工が施工されたが、その後も劣化が収まらず、1983年にひび割れ樹脂注入と表面保護工による再補修を、1994年には表面保護工による再補修を行った履歴がある。表面保護工除去後のひび割れ状況図を図6-2-14に、橋脚配筋図(鉄筋採取箇所図)を図6-2-15に示す。

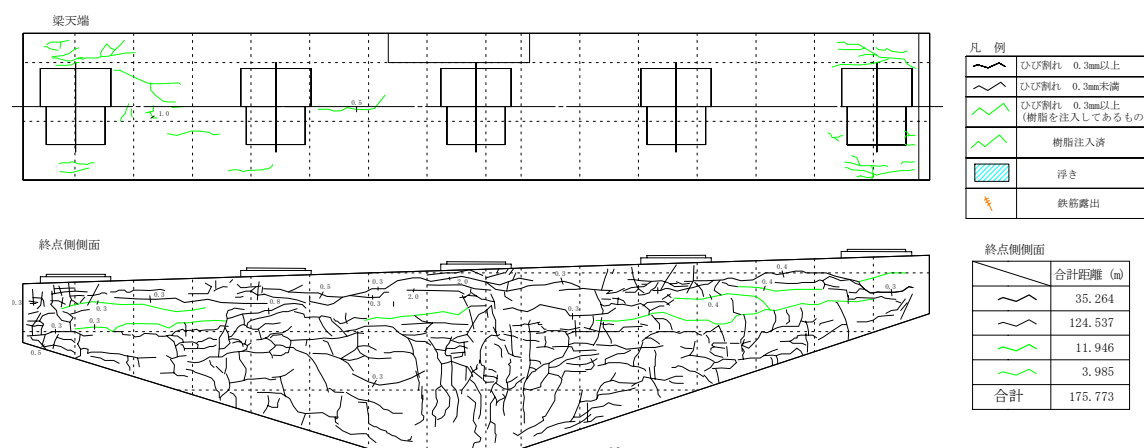


図 6-2-14 表面保護工除去後のひび割れ状況図

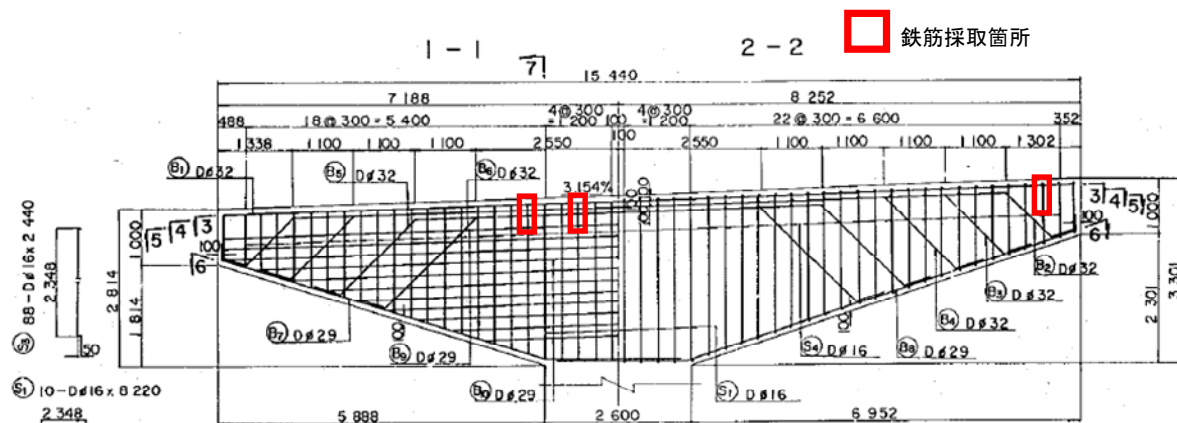


図6-2-15 橋脚配筋図(鉄筋採取箇所図)

2007年の点検による外観調査において、はり端部の表面保護工の塗膜が割れ、ひび割れが開口している状況が確認されたため、かぶりをはつり調査したところ、主鉄筋の曲げ加工部が全数破断しているのが確認された。橋脚はり端部の主鉄筋曲げ加工部の破断状況を図 6-2-16 に示す。当該部分は雨がかりや直射日光を受ける部分であり、はり全体の中では、外部環境影響を受けやすい部分になる。コンクリートの表面保護工を剥離後のひび割れの最大幅は、概ね 1mm 程度であった。



図 6-2-16 橋脚はり端部の主鉄筋破断状況

② 鉄筋試料採取

鉄筋は上部工伸縮継ぎ手部から漏水があり、ひび割れが顕著なはり中央部のスターラップ (No.1, No.2) と、主鉄筋の破断が確認されたはり端部付近のスターラップ (No.3) について、曲げ加工部から採取した。図 6-2-17 に採取した鉄筋の状況を示す。いずれの鉄筋も破断やき裂は発見されなかった。

鉄筋の腐食状況は、試料 No.3 が比較的腐食が進んでいた。腐食状況に応じた評価により 3 本の鉄筋を評価すると浅い孔食等の断面欠損の軽微な腐食である「腐食度②」に判定される。水素分析用試験片採取は、本論文 6.2.2 の (2) ③ に示す方法を、水素分析方法は、6.2.2 の (2) ④ に示す方法とした。

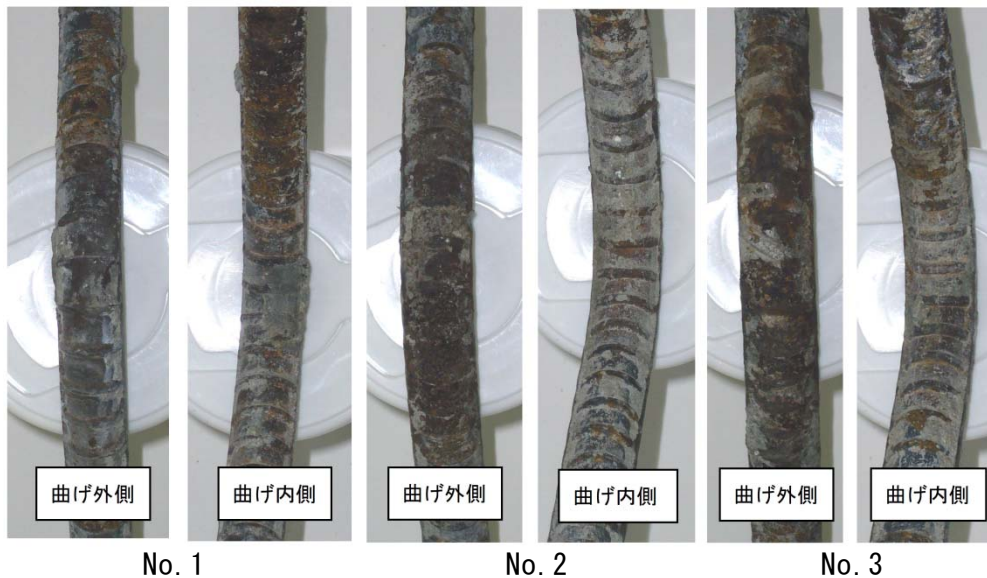


図 6-2-17 採取した鉄筋の状況

(3) 試験結果

各試料の水素分析結果(水素放出速度－温度スペクトル)を図 6-2-18, 図 6-2-19, 図 6-2-20 に, 鋼中水素量の定量結果を表 6-2-4 に示す.

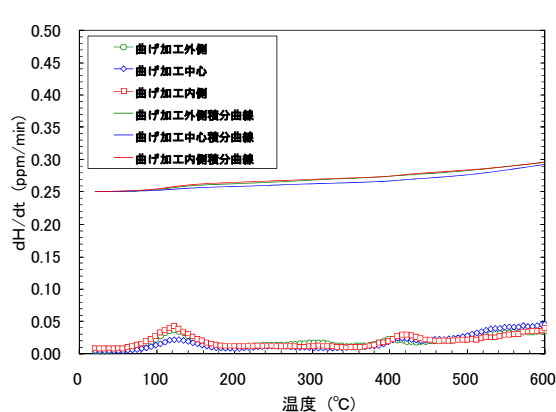


図 6-2-18 昇温脱離水素分析結果
(試料 No. 1)

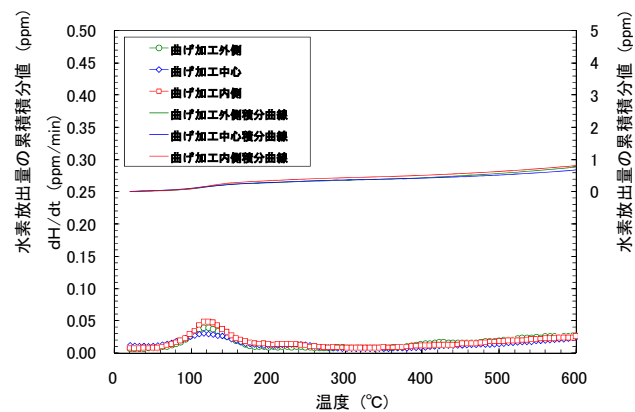


図 6-2-19 昇温脱離水素分析結果
(試料 No. 2)

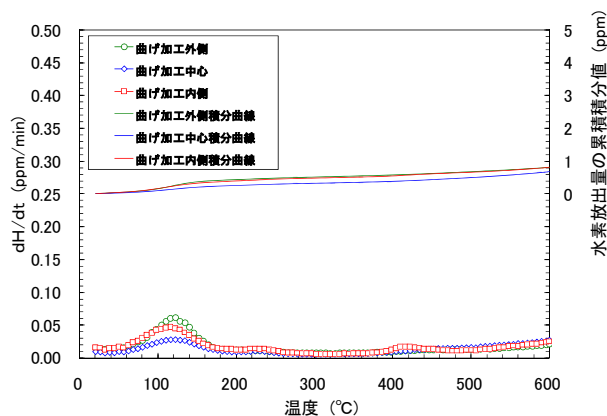


図 6-2-20 昇温脱離水素分析結果 (試料 No. 3)

表 6-2-4 鋼中水素量の定量結果

試料 No.	鋼中水素量(ppm) : RT~170℃にて定量(第 1 ピーク水素量)		
	曲げ加工外側	曲げ加工中心	曲げ加工内側
1	0.22	0.14	0.26
2	0.26	0.25	0.30
3	0.41	0.23	0.37

RT から 170℃までに放出された水素量の積分値を拡散性水素として定義した．いずれの試料も 100℃付近の放出ピークが観察でき，曲げ加工外側・曲げ加工内側の吸蔵量が多く，曲げ加工中心は少なかった．腐食が比較的進行していた試料 No.3 では，曲げ加工の外側，中心，内側の放出量の違いが比較的顕著であった．

(4) 供試体と実橋の水素量比較

本章 6.2.2 で示した鉄筋と，実橋脚の破断鉄筋の拡散性水素吸蔵量の比較を図 6-2-21 に示す．腐食が小さい鉄筋(供試体腐食小と実橋脚 No.2)では，曲げ内側，曲げ中心，曲げ外側における水素吸蔵量の差が小さかった．一方，腐食が大きい鉄筋(供試体腐食大と実橋脚 No.3)では，曲げ外側における水素吸蔵量が多くなっていた．この結果から水素吸蔵量は腐食の程度に影響し，曲げ加工外側で多くなる傾向が確認できた．

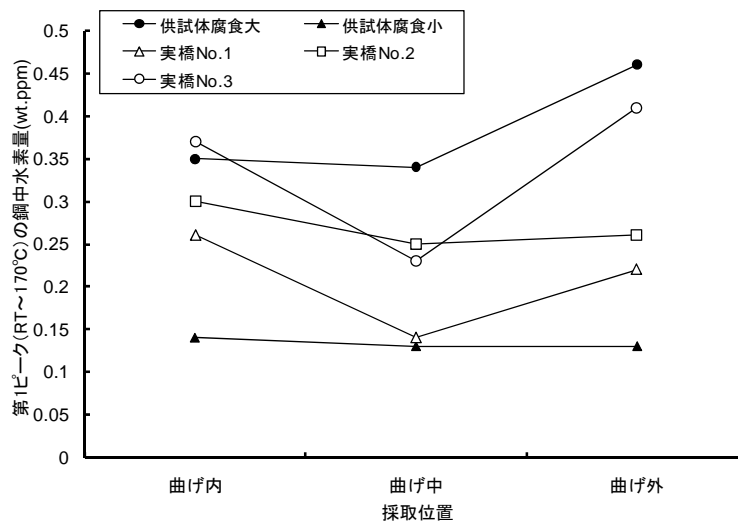


図 6-2-21 供試体と実橋脚の鉄筋の拡散性水素吸蔵量の比較

(5) 水素ぜい化割れの可能性評価

各供試材から計測された拡散性水素吸蔵量と鉄筋の曲げ加工部のビッカース硬さから換算した引張強さ¹³⁾により，図 6-2-22 に示す遅れ破壊の危険性に対する鋼の強度と環境の厳しさの関係¹⁾を用いて水素ぜい化割れの可能性を評価した．鉄筋曲げ部の硬さ上限値は，き裂近傍の計測値 330HV10 (第 4 章 4.2 (4) ②の高炉鉄筋の結果)を用い，下限値は曲げ部中央の硬さ 190HV10 (本論文第 4 章 4.3.2 (3)の破壊じん性試験)を用いた．各鉄筋の水素吸蔵量は先端き裂の安全限界線に対して，危険域／安全域の境界線上に位置しており，曲げ加工等により初期き裂が発生する実験結果¹⁴⁾などを考慮すると，図中の先在き裂の安全限界を越える領域に位置することも考えられる．さ

らにき裂内部の pH の低下により局所的な水素量の集中なども考えられる¹⁵⁾。

小林ら¹⁶⁾の研究では、鉄筋の水素ぜい化割れの可能性について実験的検討を行っている。ぜい化割れに与えるひずみ速度と水素発生電流の影響の検討では、低ひずみ速度引張試験によりアルカリ骨材反応を生じたコンクリートを模擬した環境において、炭素鋼の水素ぜい化を調べ、十分小さなひずみ速度において、ごくわずかな水素発生電流でもぜい化が認められたことから、アルカリ骨材反応による膨張のように非常に遅いひずみ速度の場合、大きな曲げ変形を受けた鉄筋などで腐食反応に伴う極めてわずかな水素発生量でもぜい化が起こる可能性を示唆している。

以上の結果により、鉄筋破断の因子として、水素ぜい化割れの可能性も考えられる。

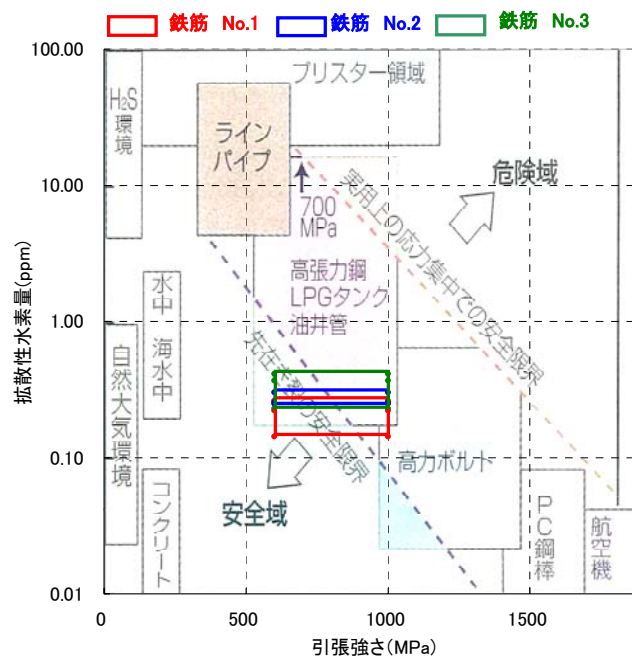


図 6-2-22 遅れ破壊の危険性に対する鋼の強度と環境の厳しさの関係¹⁾

(6) まとめ

アルカリ骨材反応により劣化した橋脚において、鉄筋破断が生じた部位の鉄筋を採取して水素吸蔵量を計測した。得られた結果をまとめると以下のとおりである。

- ① 竣工後 35 年経過した橋脚中の鉄筋の水素吸蔵量を計測した結果、曲げ加工外側・曲げ加工内側の水素吸蔵量が多く、曲げ加工中心は少なかった。腐食が比較的進行していた試料では、約 0.4ppm の拡散性水素吸蔵量を確認した。
- ② 腐食の程度による水素吸蔵量の違いは、供試体と実橋脚で同様の傾向を示し、腐食が小さい鉄筋では、曲げ内側、曲げ中心、曲げ外側における水素吸蔵量の差が小さく、腐食が大きい鉄筋では、曲げ外側における水素吸蔵量が多くなっていた。
- ③ 鉄筋の水素吸蔵量と曲げ加工部の硬度計測結果から換算した引張強さにより、遅れ破壊の危険性に対する鋼の強度と環境の厳しさの関係で評価すると、危険域と安全域の境界線上に位置する。小林ら¹⁶⁾の研究において、アルカリ骨材反応による膨張のように非常に遅いひずみ速度の場合、極めてわずかな水素量でもぜい化が起こる可能性が指摘されていることを考えると、鉄筋破断の因子として、水素ぜい化割れの可能性も考えられる。

6. 3 低ひずみ速度引張試験による破断面の評価

6. 3. 1 はじめに

アルカリ骨材反応による鉄筋破断の原因究明に係る検討として、鉄筋に曲げ加工、時効処理、酸洗い処理（水素吸蔵）などを施した供試材を、アルカリ骨材反応による膨張力を想定した非常にゆっくりの引張速度（10～50 $\mu\text{m}/\text{min}$ ）により引張試験を行い、破断部の破面観察により、実橋の破断鉄筋の破面と比較検討することにより、水素ぜい化割れの可能性の評価に資することを目的とした。

6. 3. 2 供試材および試験方法

(1) 供試材

供試材の規格は JIS G 3112 SD295A の D10 を使用した。供試材の明細を表 6-3-1 に示す。

表 6-3-1 供試材の明細

供試材名称		前処理条件	引張速度		
			10 $\mu\text{m}/\text{min}$	30 $\mu\text{m}/\text{min}$	50 $\mu\text{m}/\text{min}$
1	曲げ加工材	曲げ加工	1 本	1 本	1 本
2	時効処理材	曲げ加工＋時効処理	1 本	1 本	1 本
3	酸洗い材	曲げ加工＋時効処理 ＋酸洗い処理	1 本	1 本	1 本

供試材の形状は曲げ加工した状態で引張試験ができるように図 6-3-1 に示すような「くの字」形状に加工した。

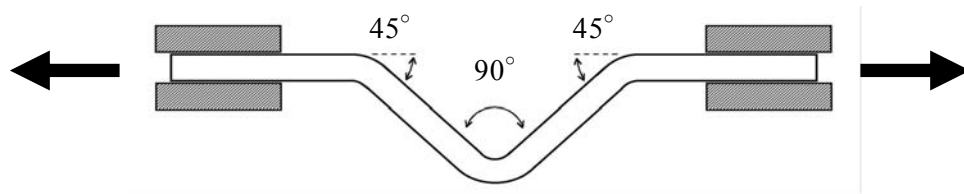


図 6-3-1 供試材形状

(2) 供試材の前処理

供試材の前処理方法として、曲げ加工、時効処理、酸洗い処理を行った。前処理の方法を以下に示す。

① 曲げ加工

曲げ半径は曲げ加工部における破断の可能性を勘案すると、既往の検討で初期き裂が確認されている曲げ半径 1.0 d とし、曲げ加工は図 6-3-2 に示すような曲げ加工機により行った。

② 時効処理

ひずみ時効の影響を調査するために 1.0d の曲げ加工を行った供試材を 150℃で 10 分間の加熱処理を行った。

③ 酸洗い処理（水素の吸蔵）

水素の影響を調査するために 1.0d 曲げ加工、時効熱処理（150℃、10 分加熱）を行

った供試材を 15% HCl 溶液により 30 分間の酸洗いをを行った。

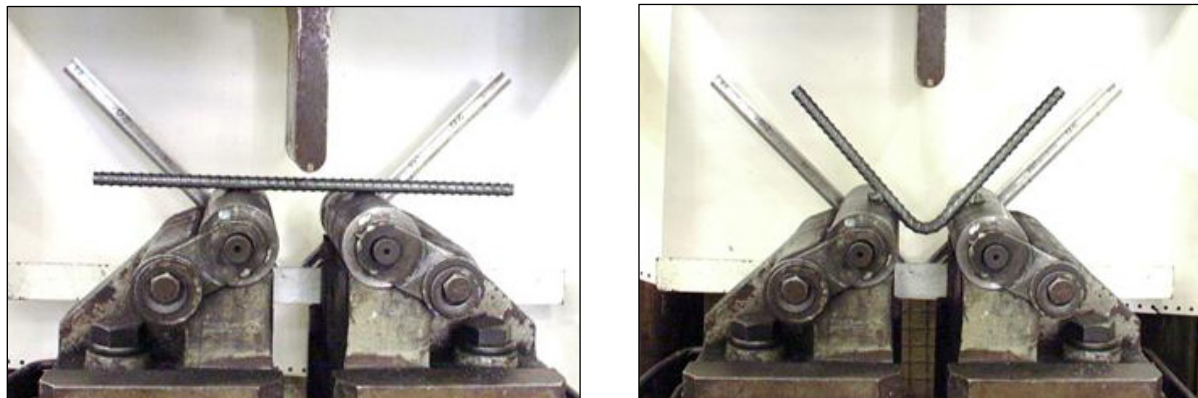


図 6-3-2 曲げ加工状況

(3) 水素吸蔵量計測

酸洗い処理を行った供試材の水素吸蔵量を計測した。計測は曲げ加工した部分を 50mm 程度に切断したものを酸洗いして、計測位置を 3mm 程度にスライスした試料を計測器に入れて計測した。なお、常温放置による水素離散を避けるために各資料は水素分析直前まで液体窒素中にて低温保管した。水素分析方法は、試料の昇温機構として赤外線イメージ炉を取り付けた大気圧イオン化質量分析計 (API-MS=Atmospheric Pressure Ionization Mass Spectrometer) を使用し、昇温脱離ガス分析により定量分析した。計測温度範囲は 20~600℃、昇温速度は 12℃/min とし、キャリアーガスは Ar ガスペースを 1000ml/min とした。

大気圧イオン化質量分析計による計測結果を図 6-3-3 に示す。拡散性水素のピークを表わす 100℃近辺の第 1 ピークは、酸洗いをした供試材のみ現れた。この拡散性水素量を計測すると 0.25ppm 程度の水素が吸蔵されていたことがわかった。

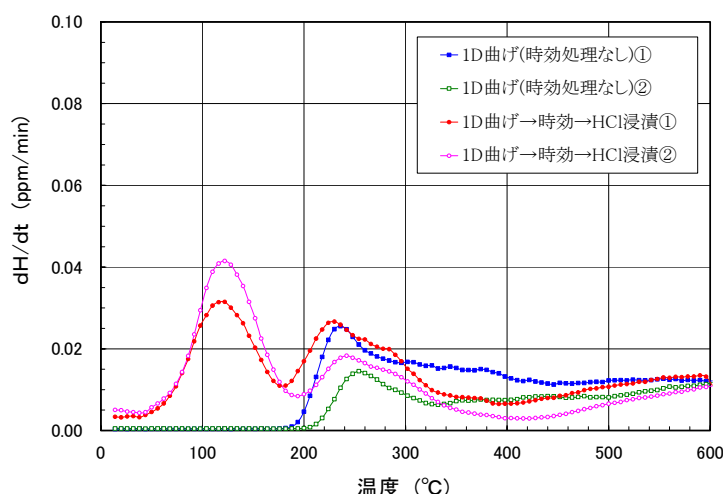


図 6-3-3 大気圧イオン化質量分析計による計測結果

(4) 試験方法（低ひずみ速度引張試験）

引張試験はアルカリ骨材反応のゆっくりとした膨張をできるだけ再現するため、低

ひずみ速度（10 μ m/min, 30 μ m/min, 50 μ m/min）で引張試験を行い，破断の有無，破断時間（試験時間は試験機の関係上 12hr で終了），破断箇所，破断荷重について計測した．破断した供試材については電子顕微鏡により破面の観察を行い，破断しなかった供試材については，き裂の進展を確認するため縦断面の光学顕微鏡観察を行った．低ひずみ速度引張試験の状況を図 6-3-4 に示す．



図 6-3-4 低ひずみ速度引張試験の状況

6. 3. 3 試験結果

(1) 低ひずみ速度引張試験結果

引張試験は 10 μ m/min, 30 μ m/min, 50 μ m/min で行い，それぞれ破断荷重，破断時間を表 6-3-2 に示す．ただし，試験機の関係上，試験は 12hr で終了し，そのときの破断の有無を確認した．

表 6-3-2 低ひずみ速度引張試験結果

		10 μ m/min	30 μ m/min	50 μ m/min
曲げ加工材 (曲げ加工のみ)	破断荷重	未破断(12hr)	34,800N	15,400N
	破断時間	—	37.3hr	8.4hr
	破断部位	—	曲げ部破断	曲げ部破断
時効処理材 (曲げ加工 +時効処理)	破断荷重	未破断(12hr)	14,200N	15,200N
	破断時間		10.3hr	8.2hr
	破断部位		曲げ部破断	曲げ部破断
酸洗い材 (曲げ加工+時効 処理+酸洗い処理)	破断荷重	未破断(12hr)	6,600N	6,200N
	破断時間		8.3hr	6.2hr
	破断部位		曲げ部破断	曲げ部破断

*1：SD295A(D10) 引張強さ：31,385N～42,798N，降伏荷重：21,042N 以上

*2：10 μ m/min での試験は 12hr で破断しなかったため全て未破断とした．

低ひずみ速度引張試験の結果，以下の結果が得られた．

- ① $10\mu\text{m}/\text{min}$ での試験は 12hr で破断しなかったため未破断で終了とし，き裂の進展を確認するため縦断面の観察を行った．
- ② 破断した供試材の破断箇所は全て曲げ加工部であった．
- ③ 曲げ加工のみの供試材は， $30\mu\text{m}/\text{min}$ では引張強さ程度の荷重で破断し， $50\mu\text{m}/\text{min}$ では引張強さの $1/2$ 程度の荷重で破断した．破断時間はひずみ速度が大きくなると早くなった．
- ④ 酸洗い処理をした供試材は，引張強さの $1/6$ 程度の荷重で破断し，破断時間はひずみ速度が大きくなると早くなった．
- ⑤ 時効処理をした供試材は，引張強さの $1/2$ 程度の荷重で破断し，破断時間はひずみ速度が大きくなると早くなった．

(2) $10\mu\text{m}/\text{min}$ 引張試験結果

$10\mu\text{m}/\text{min}$ の引張速度では，12 時間で破断しなかったため，き裂の進展を確認するため縦断面の観察を行った．

① 曲げ加工材

引張試験後の曲げ加工材の縦断面観察写真を図 6-3-5 に示す．目視でき裂が確認することができ，縦断面観察を行うと，き裂の口が開き，深さも $30\mu\text{m}$ から約 $100\mu\text{m}$ まですべて進展しているのが観察できた．

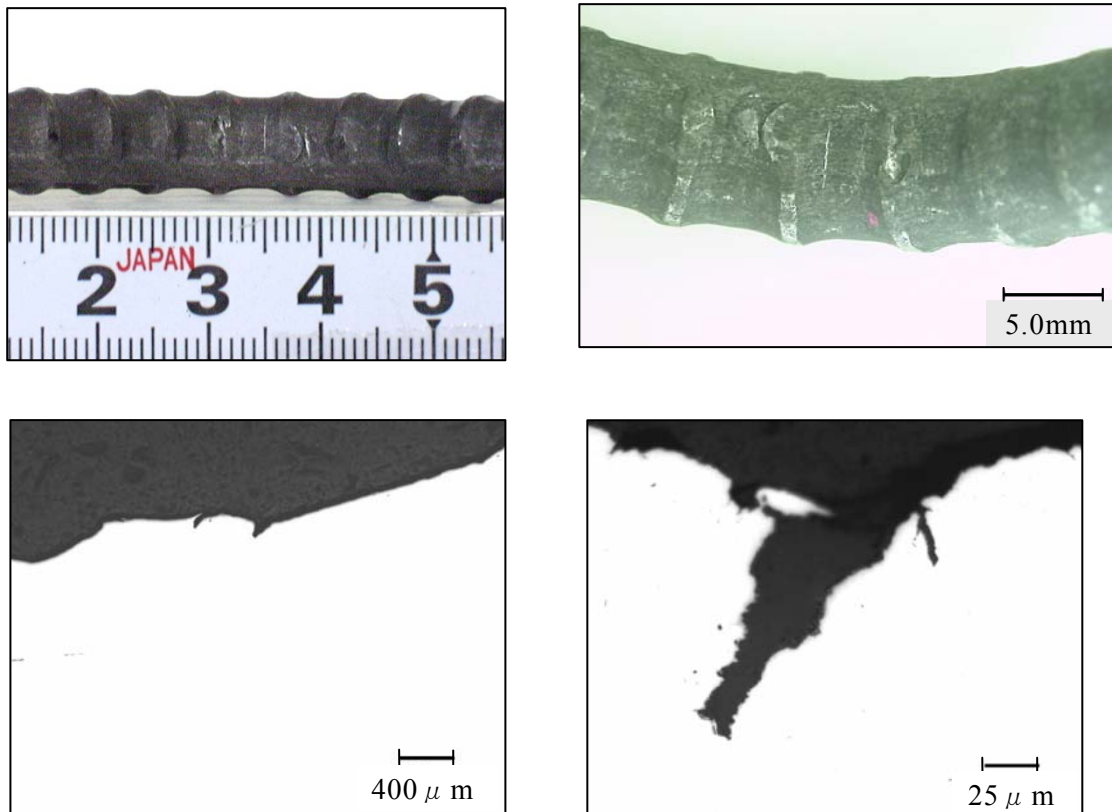


図 6-3-5 曲げ加工材の縦断面観察写真

② 時効処理材

引張試験後の曲げ加工材の縦断面観察写真を図 6-3-6 に示す．目視でき裂が確認することができ，縦断面観察を行うと，き裂の口が開き，深さも $30\mu\text{m}$ から約 $80\mu\text{m}$ まで進展しているのが観察できた．

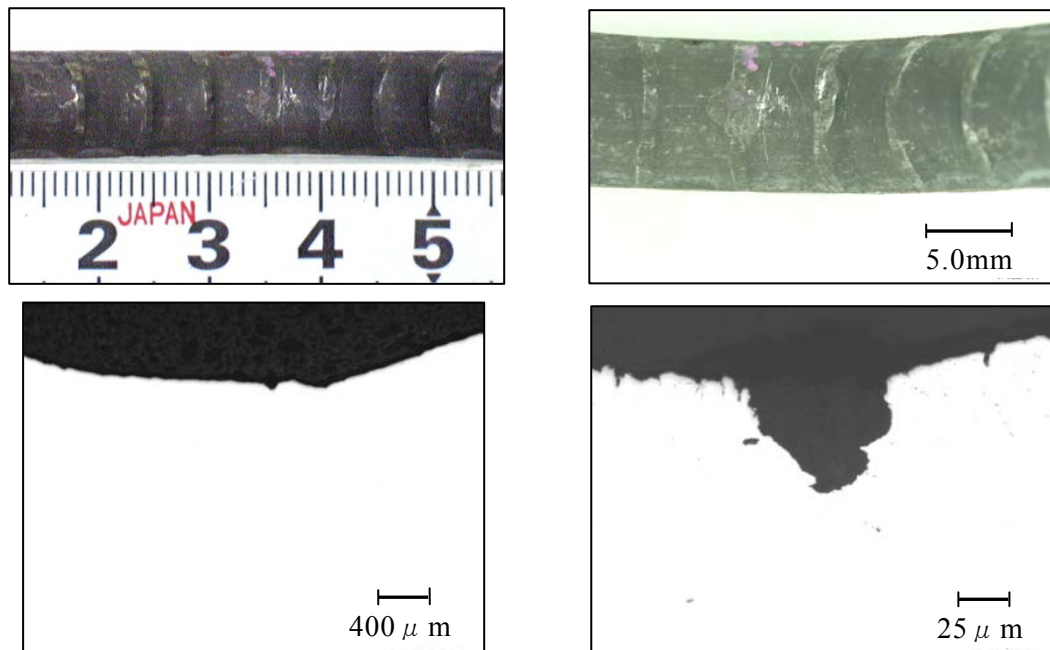


図 6-3-6 時効処理材の縦断面観察写真

③ 酸洗い材

引張試験後の酸洗い材の縦断面観察写真を図 6-3-7 に示す．目視でき裂をはっきりと確認することができた． 0.25ppm 程度の水素吸蔵量により，き裂の口が大きく開き，深さも約 3mm まで進展しているのが観察できた．

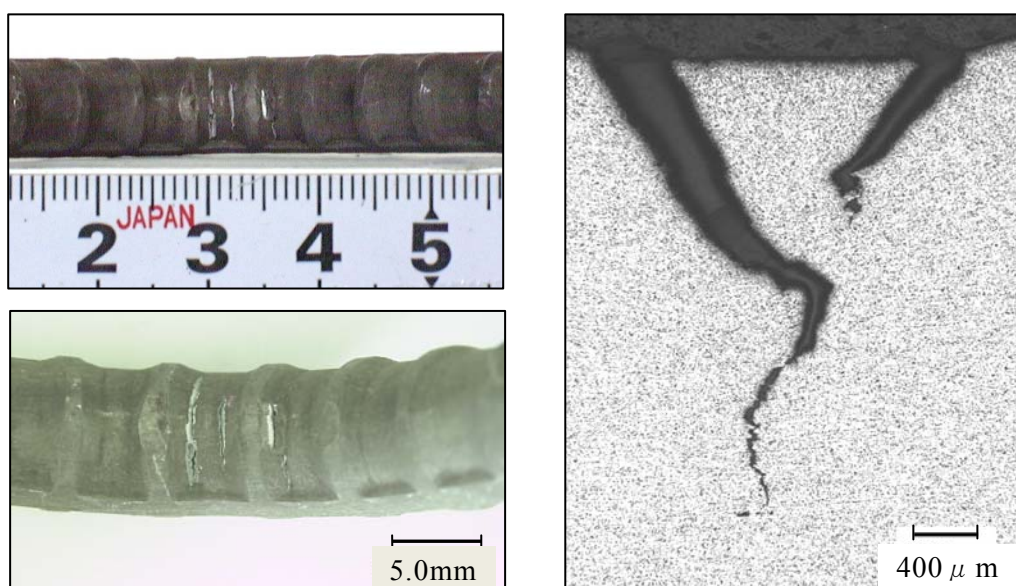


図 6-3-7 酸洗い材の縦断面観察写真

(3) 30 μ m/min および 50 μ m/min の引張試験結果

① 破断状況

破断状況を図 6-3-8、図 6-3-9 に示す。全て曲げ加工部で破断していた。30 μ m/min の曲げ加工材は、鉄筋が引張試験により真直ぐに伸びきってから曲げ加工部で破断していた。酸洗い材は時効処理材よりも曲げ部が残っている状態で破断した。

引張破断面の状況を図 6-3-10、図 6-3-11 に示す。いずれも絞りがほとんど確認できない状態で破断した。破断の起点は曲げ部内側の節の付根部から生じているが、破面全体が波打っているような様相であった。



図 6-3-8 30 μ m/min の引張破断状況



図 6-3-9 50 μ m/min の引張破断状況



図 6-3-10 30 μ m/min の引張破断面の状況



図 6-3-11 50 μ m/min の引張破断面の状況

② 曲げ加工材の破面観察結果

30 $\mu\text{m}/\text{min}$ 引張試験で破断した曲げ加工材の破面写真を図 6-3-12 に示す。破面は観察位置により若干異なるが、全てディンプル状の延性破面を示していた。

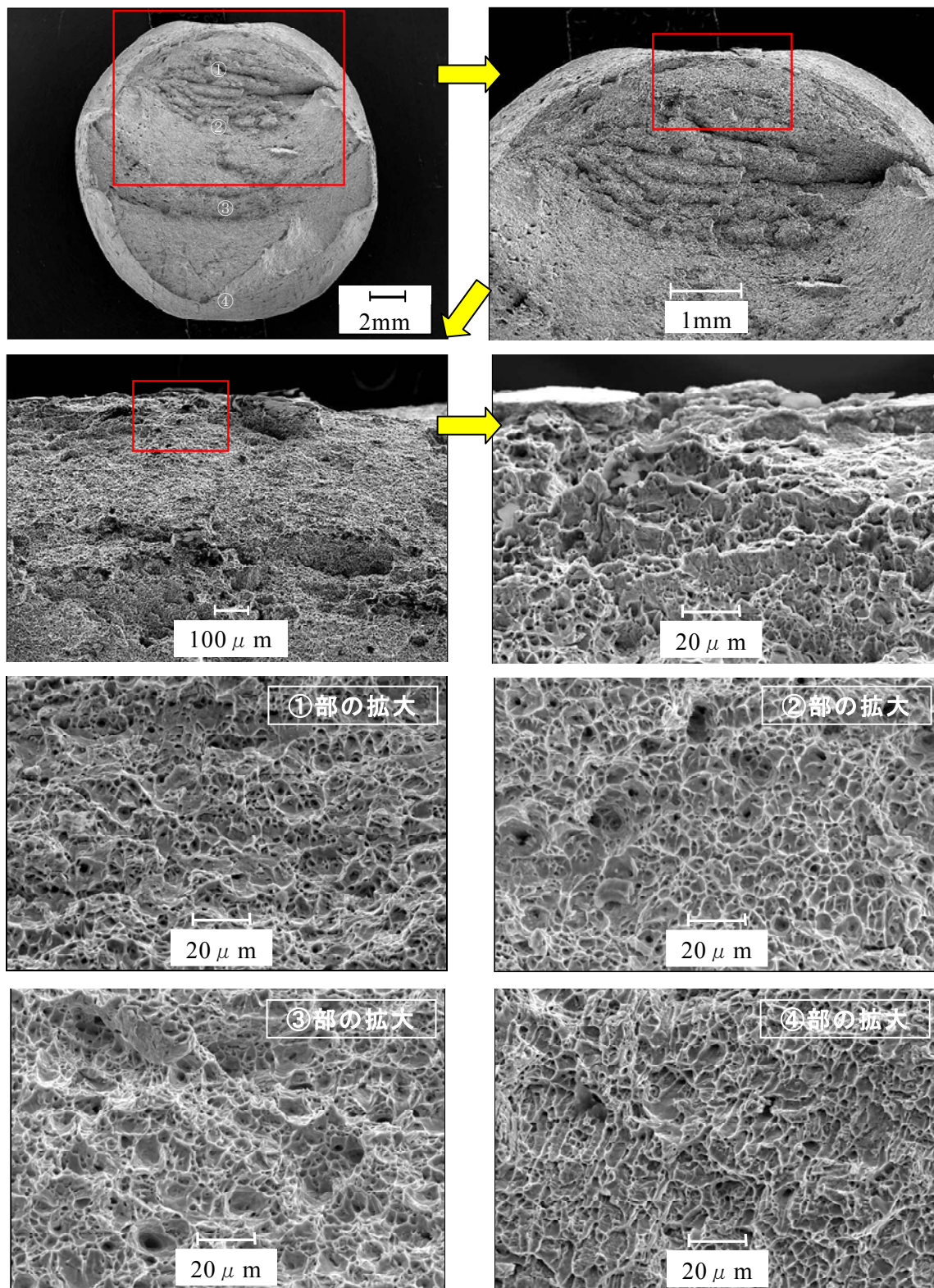


図 6-3-12 曲げ加工材の破面

③ 時効処理材の破面観察結果

30 $\mu\text{m}/\text{min}$ 引張試験で破断した時効処理材の破面写真を図 6-3-13 に示す。破面は観察位置により若干異なるが、全てディンプル状の延性破面を示していた。

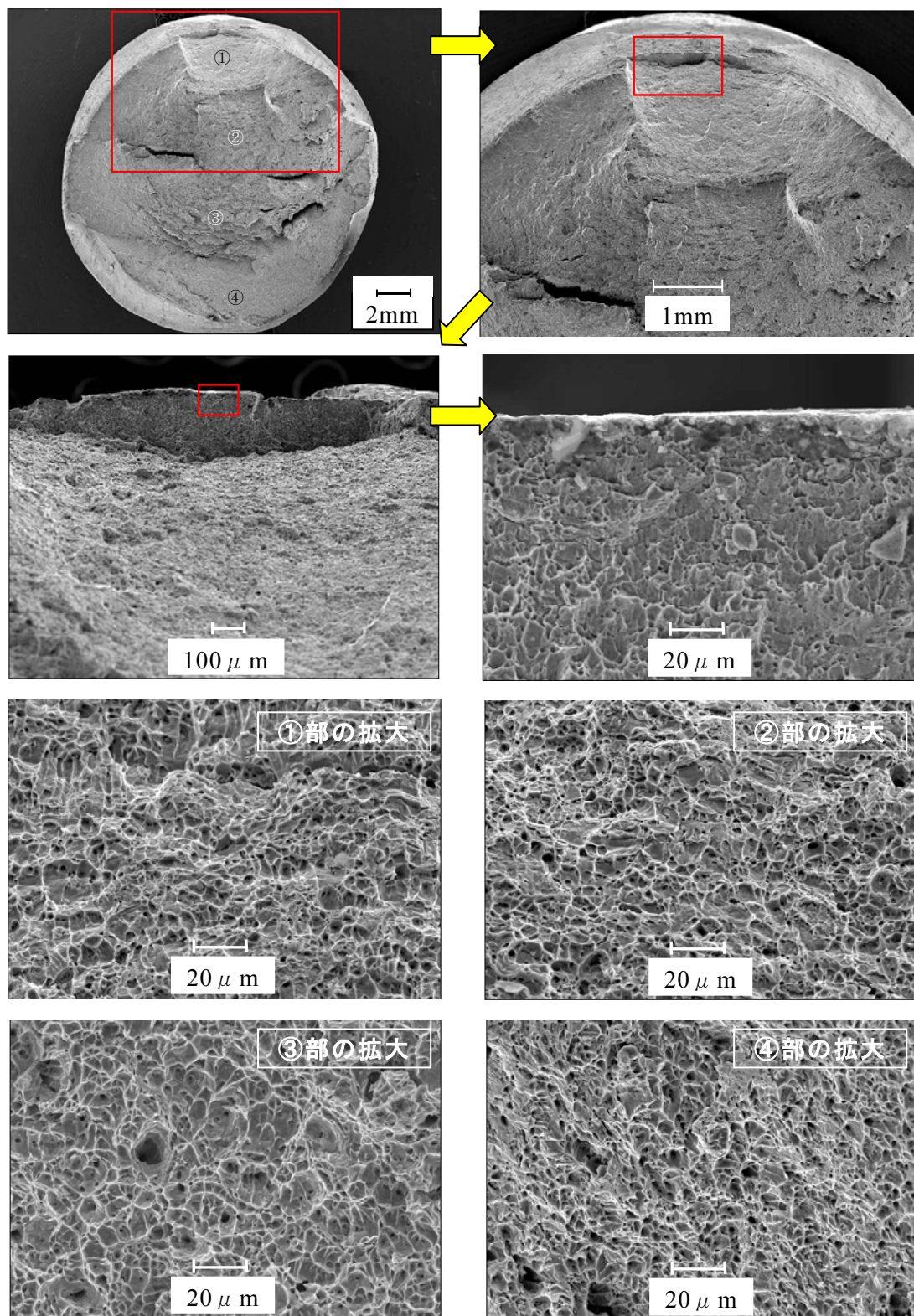


図 6-3-13 時効処理材の破面

④ 酸洗い材の破面観察結果

30 $\mu\text{m}/\text{min}$ 引張試験で破断した酸洗い材の破面写真を図 6-3-14 に示す。破面は起点部から約 3mm までの範囲が疑へき開破面となっていた。これは 10 $\mu\text{m}/\text{min}$ 引張試験（酸洗い材）のき裂進展深さと概ね一致している。この範囲以外の破面は観察位置により若干異なるが、全てディンプル状の延性破面を示していた。

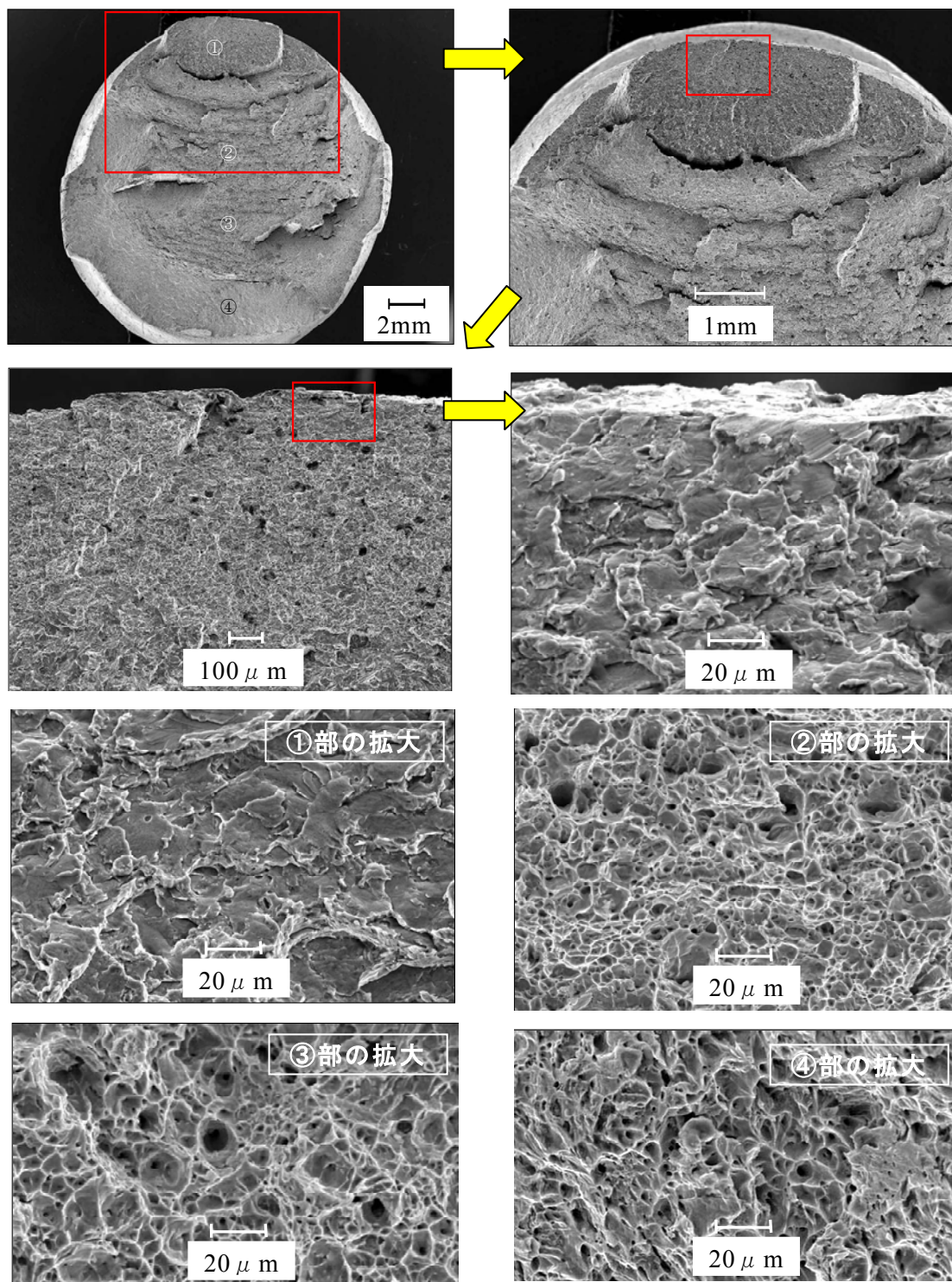
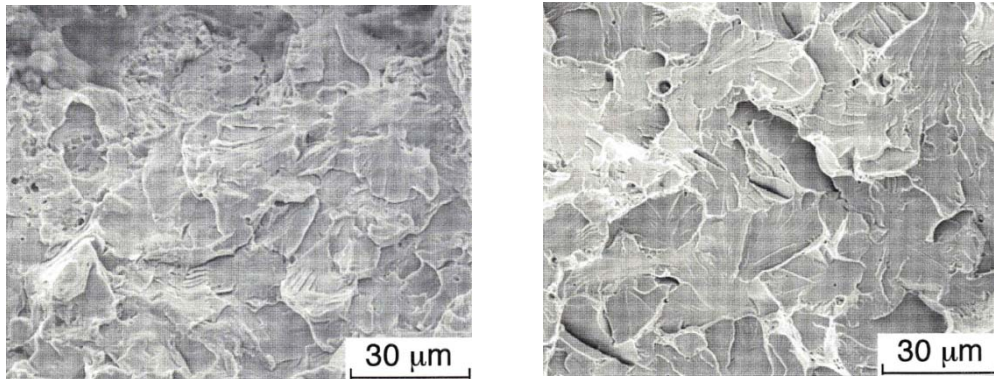


図 6-3-14 酸洗い材の破面

⑤ 実橋脚の破断鉄筋の破面との比較

実橋脚の破断鉄筋の破面は、図 6-3-15 に示すように起点近傍およびき裂進展領域は擬へき開割れまたはへき開割れであった。本章で示した破面は、各供試材でほぼ全域にわたって延性的な破面を示し、実橋脚の破断鉄筋の破面と同様の破面を再現することはできなかった。しかし、水素を吸蔵させるために行った酸洗いにより、き裂の進展を確認した供試材では、図 6-3-16 に示すように起点部から約 3mm の範囲で擬へき開破面を観察することができた。これは実橋脚の破断鉄筋の起点部にも見られる様相であった。



き裂起点付近

起点部より約 12mm 内側

図 6-3-15 実橋脚の破断鉄筋の破面(西 P54(D16))

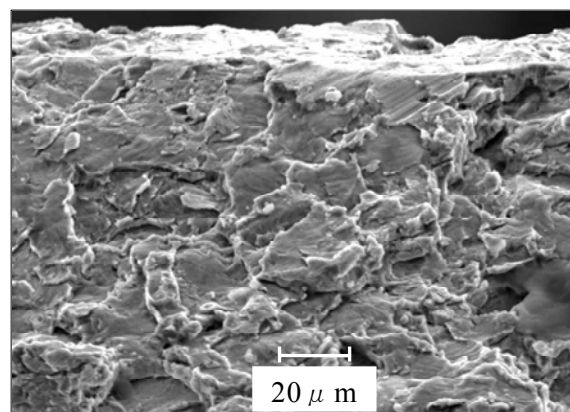


図 6-3-16 酸洗い材の破面(起点部)

小林ら^{16), 17)}の研究では、動的ひずみ下では、最大応力以降の絞り変形が生じている状態で侵入する水素がぜい化に最も関与し、弾性変形領域や最大応力以前の塑性変形領域で鋼中に侵入した水素は、ぜい化にほとんど影響しないことが確認されたと述べている。また、先在するき裂を V ノッチで模擬した試験片による低ひずみ速度引張試験の結果、水素のカソードチャージによって破断ひずみが減少し、破面は外周部から内側に向かって擬へき開、ディンプル、へき開破面の 3 つの異なる破面からなっており、水素チャージしない試料の破面は、ディンプルとへき開破面であったことから、鉄筋に侵入した水素が擬へき開を起こすと考えられると述べている。

以上、本章の結果および既往の研究による知見から、鉄筋破断の要因として、水素ぜい化割れも因子のひとつとして考えられる。

6. 3. 4 まとめ

鉄筋に曲げ加工，時効処理，酸洗い処理（水素吸蔵）などを施した供試材を，アルカリ骨材反応による膨張力を想定した非常にゆっくりの引張速度により引張試験を行い，破断部の破面観察により，実橋脚の破断鉄筋の破面の特徴と比較して検討を行った．得られた結果をまとめると以下のとおりである．

- (1) 低ひずみ速度引張試験の結果，酸洗い処理および時効処理をした供試材において，破断荷重の低下が顕著となった．破断時間はひずみ速度が大きくなると早くなる傾向が確認できた．
- (2) 破面観察では，各供試材でほぼ全域にわたって延性的な破面を示したが，酸洗いにより水素を吸蔵させた供試材では，起点部から約 3mm の範囲で疑へき開破面を観察することができ，実橋脚の破断鉄筋の起点部にも見られる様相であった．
- (3) 酸洗い処理による 0.25ppm 程度の水素吸蔵量により，き裂の進展が顕著となった．
- (4) 動的ひずみ下では最大応力以降で侵入する水素がぜい化に最も関与することや，鉄筋に侵入した水素が疑へき開を起こすと考えられることなど既往の研究における知見を勘案すると，鉄筋破断の要因として，水素ぜい化割れも因子のひとつと考えられる．

6. 4 結言

本章では，水素ぜい化割れに着目し，鉄筋の曲げ加工度の違いによる拡散性水素吸蔵量や，アルカリ骨材反応による劣化コンクリート中の鉄筋の拡散性水素吸蔵量を調査した．さらにアルカリ骨材反応による膨張を模擬した低ひずみ速度引張試験により，水素を吸蔵させた鉄筋の破面の特徴と実橋脚の破断鉄筋の破面を比較した．得られた結果をまとめると以下のとおりである．

- (1) 鉄筋の加工度の違いによる水素吸蔵量は，曲げ角度にかかわらず曲げ外側が多くなる傾向があった．曲げ角度の違いでは，45° と 90° を比べると 90° のほうが多くなった．
- (2) 鉄筋の水素吸蔵量は，腐食の程度により差が生じることを確認した．腐食が比較的進行していた鉄筋では，昇温離脱水素分析により鋼の水素ぜい化に大きく影響する拡散性水素の放出ピークを確認できるが，腐食の少ない鉄筋では明確に確認できなかった．
- (3) 竣工後 35 年経過した劣化橋脚中の鉄筋の拡散性水素吸蔵量を計測した結果，腐食が比較的進行していた試料では，約 0.4ppm の拡散性水素吸蔵量を確認した．
- (4) 鉄筋の水素吸蔵量と曲げ加工部の引張強さにより，遅れ破壊の危険性を評価すると，危険域と安全域の境界線上に位置した．アルカリ骨材反応による膨張のように非常に遅いひずみ速度の場合，極めてわずかな水素量でもぜい化が起こる可能性が指摘されていることから，鉄筋破断の因子として水素ぜい化割れの可能性も考えられる．
- (5) 鉄筋に曲げ加工，時効処理，酸洗い処理（水素吸蔵）を施した供試材により，低ひずみ速度引張試験を行った結果，酸洗い処理および時効処理をした供試材において，破断荷重の低下が顕著となった．破断時間はひずみ速度が大きくなると早くなる傾向が確認できた．
- (6) 酸洗い処理による 0.25ppm 程度の水素吸蔵量により，き裂の進展が顕著となった．
- (7) 破面観察では，各供試材でほぼ全域にわたって延性的な破面を示したが，酸洗い

により水素を吸蔵させた供試材では、起点部から約 3mm の範囲で疑へき開破面を観察することができ、実橋脚の破断鉄筋の起点部にも見られる様相であった。

本章の参考文献

- 1) 松山晋作：遅れ破壊，日刊工業新聞社，1989
- 2) 日本鉄鋼協会：遅れ破壊解明の新展開，1997
- 3) 例えば，櫛田隆弘，松本斉，倉富直行，津村輝隆，中里福和，工藤赳夫：13T 級高力ボルト用鋼の遅れ破壊感受性の定量化と水素吸蔵挙動，鉄と鋼，Vol.82，No.4，pp.297-302，1996
- 4) 例えば，石井浩司，関博，福手勤，井川一弘，杉橋直行：PC 鋼材の水素ぜい化に関する実験的研究，土木学会論文集 V，532 巻，V-30 号，pp.131-140，1996
- 5) 鈴木信一，石井伸幸，土田豊：高張力鋼の拡散性水素挙動に及ぼす塑性歪の影響，鉄と鋼，Vol.80，No.11，pp.855-859，1994
- 6) K.Takai and R. Watanuki：Hydrogen in trapping states innocuous to environmental degradation of high-strength steels，ISIJ International，Vol.43，No.4，pp.520-526，2003
- 7) 佐々木孝彦，宮川豊章，松山晋作，飯島享：アルカリ骨材反応による鉄筋破断事例，土木学会第 61 回年次学術講演会講演概要集第 5 部，5-056，pp.111-112，2006
- 8) 佐々木一則，西岡敬治，南敏和，宮川豊章：アルカリ骨材反応による鉄筋損傷の原因究明に関する調査報告，コンクリート構造物の補修補強アップグレードシンポジウム論文集第 4 巻，p.81～p.88，2004
- 9) 南雲道彦：材料中の水素の存在状態Ⅱ－水素のトラップ状態－，材料と環境，Vol.54，No.6，pp.251-261，2005
- 10) 佐々木一則，松本茂，久利良夫，葛目和宏，金海鉦，宮川豊章：ASR 劣化が生じた PC 梁の長期暴露試験における膨張挙動，材料，Vol. 57，No. 10，pp. 973-980，2008
- 11) 独立行政法人土木研究所 日本構造物診断技術協会：非破壊試験を用いた土木コンクリート構造物の健全度診断マニュアル，技報堂出版(株)，pp.99-102，2004
- 12) 鈴木信一，石井伸幸，宮川敏夫，原田宏明：鋼材の遅れ破壊特性評価試験法，鉄と鋼，Vol.79，No.2，pp.227-232，1993
- 13) (財)日本規格協会：JIS ハンドブック鉄鋼，pp.1952-1953，2009
- 14) 佐々木一則，久利良夫，五十嵐弘行，宮川豊章：鉄筋曲げ加工部のひずみおよび応力分布に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.1，pp.987-992，2008
- 15) 駒井謙治郎：構造材料の環境強度設計，(株)養賢堂，pp.159-167，1993
- 16) 小林正人，西方篤，水流徹：高アルカリ塩化物環境下における炭素鋼のぜい化割れに及ぼすひずみ速度と水素発生電流の影響，材料と環境，Vol.59，pp.129-135，2010
- 17) 小林正人，西方篤，水流徹：初期き裂を模擬した切欠き試験片による ASR 損傷鉄筋の水素ぜい化割れの可能性の検討，材料と環境，Vol.59，pp.136-142，2010

第7章 アルカリ骨材反応による鉄筋破断メカニズムの推定

7. 1 はじめに

鉄筋破断の要因について、材料(ひずみ時効、節形状、曲げ半径、曲げ加工による加工硬化、破壊じん性値)、応力(曲げ加工によるひずみ・残留応力)・外力(アルカリ骨材反応による膨張力の影響)、環境(腐食に伴う水素ぜい化割れの可能性)の観点から、本研究の成果および既往の研究成果により得られた知見を総括し、メカニズムの推定を行った。

7. 2 アルカリ骨材反応による鉄筋破断メカニズムの推定

(1) 本研究で得られた成果の総括

① 材料

1) ひずみ時効

破断鉄筋の化学成分は、JIS G 3112 鉄筋コンクリート用棒鋼に規定されていないCu, Ni, Cr, Nの分析値が比較的高いことが特徴である。ひずみ時効に影響するNの分析値は、電炉鉄筋と高炉鉄筋の平均的な値と破断鉄筋の値を比較すると、表7-2-1に示すように、電炉鉄筋は高炉鉄筋よりNの分析値が高く、破断鉄筋も電炉鉄筋と同程度の値となっていた。したがって、破断鉄筋は、時効の速度や降伏応力の増加率が比較的高い鉄筋であったと考えられる¹⁾。

表 7-2-1 破断鉄筋の化学成分 N の分析値

供試材種別	N の分析値(%)
阪神高速道路の破断鉄筋平均値	0.0109
能登有料道路の破断鉄筋 ²⁾	0.0094～0.0103
1980 年代電炉鉄筋 ³⁾	0.0109
1980 年代高炉鉄筋 ³⁾	0.0042

2) 節形状

節の付根の曲率半径は、破断鉄筋がD16で0.5mm～0.9mm、D22で2.8mm～3.3mmであるのに対して、現行鉄筋ではD16で4.0mm～4.5mm、D22で7.4mm～7.8mmであり、現行鉄筋と比較すると破断鉄筋は節の付根の曲率半径が小さい鉄筋であった。

3) 曲げ半径

破断鉄筋の曲げ半径は、規定の $2d$ (d は鉄筋の公称直径)より小さい値のものが多く、最小は $1.2d$ 程度のものが確認された。破断鉄筋は、規定の曲げ半径より小さい値で曲げ加工が行われていた可能性がある。

4) 曲げ加工による加工硬化

曲げ加工部の加工硬化をビッカース硬さ試験により確認すると、直線部では170HV10 前後であるのに対して、曲げ加工部では240～250HV10 程度となり、70～80HV10程度の硬さの上昇が認められた。節の付根付近では、曲げ半径 $1.0d$ で330 HV10

程度，曲げ半径 2.0d で 290 HV10 程度となり，さらに硬さの上昇が認められた．

ビッカース硬さから引張強さを近似的換算値⁴⁾を用いて換算すると，曲げ加工部では 765～825 N/mm² 程度，曲げ内側の節の付根近傍で 915～1,035 N/mm² 程度まで上昇していることが考えられる．

5) 破壊じん性値

破断鉄筋と現行鉄筋を比較すると，加工なしの状態では，破断鉄筋が $Kc(J)$ で 162.2 MPa・m^{1/2}，現行鉄筋が $K(J_Q)$ で 218.4 MPa・m^{1/2} となり，破壊の状態が違うので一律に比較はできないが，破断鉄筋のほうが低い値となった．曲げ内側を模擬した圧縮予ひずみ 20%を導入したものでは， $Kc(J)$ で破断鉄筋が 29.6 MPa・m^{1/2}，現行鉄筋が 35.8 MPa・m^{1/2} となり，両者とも大きく低下し，破断鉄筋のほうが低い値となった．これらの結果から，破断鉄筋は，曲げ加工部においてひずみ時効と加工硬化により破壊じん性値が低下していたことが考えられる．

圧縮予ひずみ 20%の試験で得られた破壊じん性値を用いて，破壊力学によるき裂深さと曲げ応力の関係を求めると，例えば，深さ 2mm の表面き裂が存在した場合，破断鉄筋で 370 N/mm² 程度，現行鉄筋で 460 N/mm² 程度の曲げ応力で破壊が生じる可能性がある．

② 応力・ひずみ

1) 曲げ加工によるひずみ

曲げ加工部の節の付根付近の相当塑性ひずみを破断鉄筋と現行鉄筋で比較すると，破断鉄筋のほうが大きい値となり，ひずみの集中が顕著であった．曲げ半径の比較では，表 7-2-2 に示すように，現行鉄筋の 1.1d と破断鉄筋の 2.0d が概ね同じ値となった．破断鉄筋は現行鉄筋と比較すると，節の付根にひずみが集中しやすいと考えられる．

曲げ加工により節の付根にき裂が生じた位置と，相当塑性ひずみの集中が確認された位置が一致したことから，ひずみの集中箇所においてき裂が発生する可能性が高いと考えられる．

表 7-2-2 曲げ半径と最大相当塑性ひずみの関係

曲げ半径	現行鉄筋	破断鉄筋
1.1d	1.27	1.56
2.0d	0.89	1.24

2) 節の変形・き裂の発生

鉄筋曲げ加工用ベンダーによる曲げ加工では，曲げ内側の節がつぶれるように変形し，曲げ半径が小さいほど変形の度合いが大きくなった．これはベンダーの支点ローラーに接触する節の数に関係し，節が受ける圧力の違いによるものと考えられる．

き裂はすべて曲げ内側の節の付根付近から発生しており，節の付根の形状が改善されている現行鉄筋においても，曲げ半径が小さい場合や節付根の曲率が小さい場合にき裂が生じることがある．

き裂の入口付近において，段差が生じている事例も確認されており，節が押しつぶされる際に生じたせん断応力の作用も考えられる．

破断面の EPMA 定性分析の結果，起点部よりコンクリートの成分である Ca, Si な

どが検出されたことより、コンクリート打設時にき裂が入っていたことも考えられる。

3) 残留応力

FEM 解析による曲げ加工終了時から除荷後の応力の変化は、スプリングバックの作用により、曲げ外側では引張応力から圧縮応力に、曲げ内側表層部では圧縮応力から引張応力に変化した。特に節の付根付近では、 300N/mm^2 程度の引張残留応力が確認できた。鉄筋の曲げ加工部の残留応力を X 線回折法で測定した研究事例では⁵⁾、曲げ内側で降伏応力に相当する $350\sim 380\text{ N/mm}^2$ 程度の引張応力を確認したものがある。

③ 水素ぜい化割れの可能性

1) コンクリート中の鉄筋の腐食

鉄筋破断が生じた橋脚のコンクリート中の塩化物イオン量は、表面からの距離により変化し、 $0.09\sim 1.95\text{kg/m}^3$ の範囲にあり、鉄筋位置においては一部の橋脚を除き、鋼材腐食発生限界濃度の 1.2 kg/m^3 以下の値であった。しかし、鉄筋の腐食はごく表面的な腐食から浅い孔食等の断面欠損の軽微な腐食の範囲にあり、鉄筋の曲げ加工部付近では、曲げ内側の腐食様相が濃く認められる傾向があった。

2) 水素吸蔵量

破断鉄筋の拡散性水素吸蔵量を測定した結果、腐食が比較的進行していた試料において、約 0.4ppm の濃度を確認した。拡散性水素吸蔵量は、鉄筋の腐食程度により差が生じ、腐食がほとんどなかったもので 0.13ppm 、腐食が比較的進んだもので 0.46ppm の濃度を確認した。

3) 水素ぜい化割れの可能性評価

加工硬化による引張強さの上昇や、き裂内部の pH の低下による局所的な水素量の集中など⁶⁾を考慮すると、比較的低濃度の水素吸蔵量でも水素ぜい化割れが生じる可能性が考えられる。水素ぜい化割れに与えるひずみ速度と水素発生量の影響の検討⁷⁾では、十分小さなひずみ速度において、ごくわずかな水素発生量でもぜい化が認められたことから、アルカリ骨材反応による膨張のように非常に遅いひずみ速度の場合、大きな曲げ変形を受けた鉄筋などで腐食反応に伴う極めてわずかな水素発生量でもぜい化が起こる可能性を示唆している。酸洗いにより水素を吸蔵させた供試材による低ひずみ速度引張試験の結果、起点部から約 3mm の範囲で疑へき開破面を確認し、実橋脚の破断鉄筋の起点部にも見られる様相を確認した。また、酸洗いにより 0.25ppm 程度の水素吸蔵量によりき裂の進展が顕著となった。

④ アルカリ骨材反応による膨張力

鉄筋破断が生じた実橋脚と同程度まで劣化を進行させた供試体において、せん断補強鉄筋のひずみを追跡調査した。計測されたひずみからコンクリートの膨張により鉄筋に生じた応力を推定すると、降伏応力相当の 350 N/mm^2 程度となった。曲げ加工部の加工硬化による降伏点上昇の影響や今後のコンクリートの膨張を考えると、さらに大きな応力に至ることも考えられる。

既往の研究^{8), 9), 10)}では、反応性骨材を用いた供試体実験において、コンクリートの膨張により、鉄筋の曲げ加工部にひずみが集中する傾向があることを示している。

⑤ 破断鉄筋の破面の特徴

阪神高速道路における破断鉄筋の破面の特徴を整理すると以下のとおりである。

- ・ 破断面は平坦で塑性変形はほとんど見られずぜい性破壊の様相であること。
- ・ き裂は曲げ加工の内側から発生・伝播すること。
- ・ 破面は擬へき開割れとへき開割れが支配的であること。

- ・へき開破面中にディンプル破面の領域が観察されたものは1例だけであること。

(2) アルカリ骨材反応による鉄筋破断メカニズムの推定

アルカリ骨材反応による鉄筋破断を説明するシナリオとして、本研究により得られた成果および既往の研究成果による知見を総括し、鉄筋破断のメカニズムを推定した。

① 曲げ加工の影響

- ・鉄筋曲げ加工用ベンダーによる曲げ加工では、曲げ内側の節がつぶれるように変形することがあり、規定の曲げ半径より小さい値で曲げ加工が行われると、節の付根にひずみが集中し、き裂が生じる場合がある。この現象は節の付根の曲率半径が小さい鉄筋の場合に顕著となる傾向がある。
- ・曲げ加工により加工硬化が生じ、曲げ内側の節の付根付近では、局所的にさらに硬さの上昇が生じる。これに伴い引張強さの上昇と破壊じん性値の低下が生じ、き裂進展に対する抵抗が低下する。
- ・曲げ加工終了後のスプリングバックにより、曲げ内側の節の付根付近では、引張残留応力が生じる。

② ひずみ時効

- ・ひずみ時効に影響する化学成分Nの値が高い場合、ひずみ時効によるぜい化が進行し、き裂進展に対する抵抗がさらに低下する。

③ アルカリ骨材反応によるひび割れ

- ・アルカリ骨材反応によるコンクリートのひび割れが進展し、水分などの進入により腐食環境が導入され、鉄筋の腐食が促進される。コンクリートの膨張のように、非常に遅いひずみ速度の場合、腐食反応に伴うわずかな水素発生量でもぜい化が生じる可能性がある。

④ アルカリ骨材反応による曲げ戻し力

- ・アルカリ骨材反応による膨張力により、曲げ加工部では曲げ戻しの力が発生し曲げ内側の引張残留応力と併せて、鉄筋に降伏応力以上の引張応力が発生する場合があります。き裂の進展とともに条件によってはぜい性破壊に至ると考えられる。

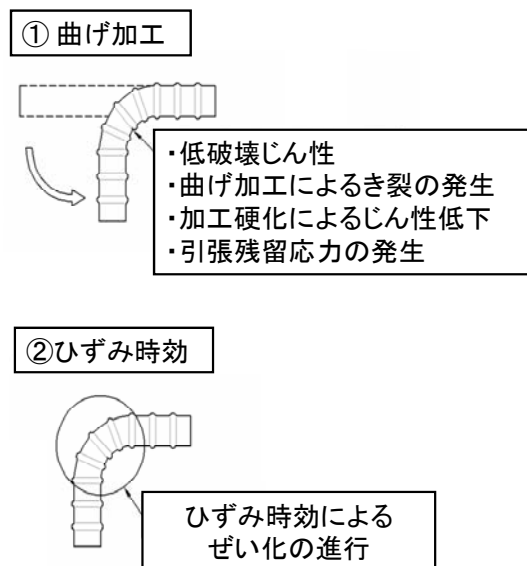


図 7-2-1 鉄筋破断メカニズムの推定模式図

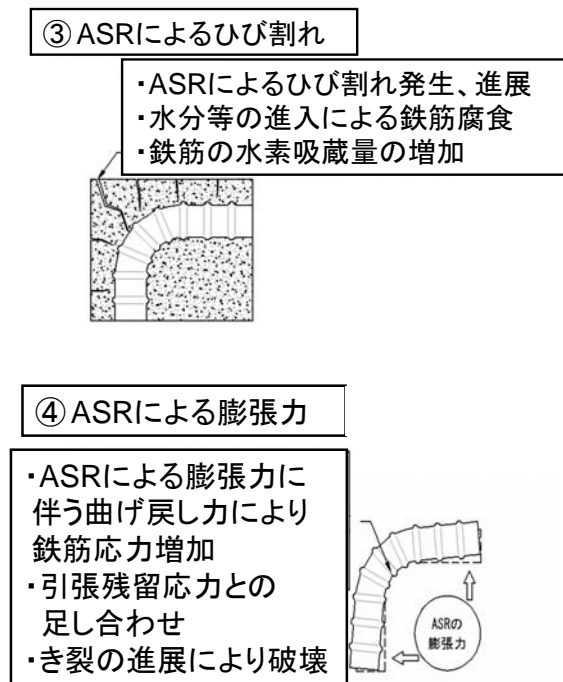


図 7-2-1 鉄筋破断メカニズムの推定模式図

本章の参考文献

- 1) 日本学術振興会製鋼第 19 委員会：鉄鋼と合金元素（上），pp.646-647，1966
- 2) 樽井敏三，鳥居和之：アルカリ骨材反応による鉄筋の破断機構，材料と環境，Vol.59，pp.143-150，2010
- 3) 豊福俊泰，吉岡博幸，吉村洋司：電炉鉄筋の品質実態，日本道路公団試験報告書，Vol.25，pp.59-71，1988
- 4) (財)日本規格協会：JIS ハンドブック 鉄鋼 I，pp.1951-1953，2009
- 5) 眞野裕子，幸左賢二，松本茂，橋場盛：曲げ加工部での鉄筋損傷メカニズムの検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.26，No.1，pp.963-968，2004
- 6) 駒井謙治郎：構造材料の環境強度設計，(株)養賢堂，pp.159-167，1993
- 7) 小林正人，西方篤，水流徹：高アルカリ塩化物環境下における炭素鋼のぜい化割れに及ぼすひずみ速度と水素発生電流の影響，材料と環境，Vol.59，pp.129-135，2010
- 8) 増田隆宏，幸左賢二，草野昌夫，合田寛基：ASR 供試体を用いた実構造物の劣化状況に対する内部損傷評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.31，No.1，pp.1207-1212，2009
- 9) 鳥居和之，池富修，久保善司，川村満紀：ASR 膨張によるコンクリート構造物の鉄筋破断の検証，コンクリート工学年次論文集，Vol.23，No.2，pp.595-600，2001
- 10) 中島俊和，久保善司，鳥居和之：ASR 膨張がコンクリート構造物の鉄筋破断に与える影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.25，No.1，pp.1535-1540，2003

第 8 章 鉄筋破断が想定される構造物の維持管理の シナリオデザイン

8. 1 はじめに

全国の直轄国道および高速道路等の橋梁における、アルカリ骨材反応に起因する橋梁の損傷状況等の調査結果が 2004 年 9 月に公表された。これによると調査対象の道路橋 50,820 橋のうち 606 橋に損傷が生じ、202 橋については対策または対策検討の必要があると判定された¹⁾。当時、鉄筋破断が確認された事例は、阪神・北陸・中国の各地域などで約 30 の構造物で報告されている²⁾。一見、数は少ないように見えるが、鉄筋破断のメカニズムから推定すると、建設年代や使用された鉄筋の材料特性などから、まだ数多くの破断事例が発見されずに潜んでいる可能性も十分に考えられる。

本研究では、材料・外力(応力)・環境の観点から検討して鉄筋破断メカニズムの推定を行った。ここで得られた知見により、維持管理におけるシナリオを以下に提案する。鉄筋破断が想定される構造物の抽出や、破断した鉄筋の特徴と調査方法など維持管理の留意点と、建設段階において配慮や検討が望まれる事項を記述した。研究途上の部分もあるが、同様の問題を有する社会資本の管理者に対して、限られた維持管理予算の中で無駄を省き効率的な点検により、早期発見、適切な診断と対策により長寿命化につなげていくことの一助になればと考えている。

8. 2 鉄筋破断が想定される構造物の維持管理のシナリオデザイン

(1) 維持管理対象の考え方

阪神高速道路のアルカリ骨材反応対策は、構造物に反応性骨材が使用されていても、必ずしもその劣化が顕在化するとは限らないため、維持管理は変状が現れてから対応する事後保全を基本としてきた。定期点検において、ひび割れなど一定量以上の劣化が発生した構造物を対象にアルカリ骨材反応か否かの判定を行い、通常の構造物とは区別して維持管理している³⁾。ここで、留意すべき点は、判定上境界域に位置する構造物を「可能性あり」として抽出しておくことである。「可能性あり」と判定された構造物は、定期点検の際にひび割れの進展や外観変状などの変化を見落とさないようにすることが重要である。定期点検は概ね 5 年毎に実施するのが標準であるが、この間に新たなひび割れの発生やひび割れ幅の進展、白色のゲル状析出物などが確認された場合は、アルカリ骨材反応が生じた構造物として維持管理対象に取り込む必要がある。

表面保護工法により補修されている構造物は、一定の膨張抑制効果が得られるものと期待されており、通常の構造物と同様に維持管理を行うという考え方もあるが、追跡調査の事例をみると、必ずしもその効果が発揮されずに膨張が進行したものや、鉄筋破断が生じた構造物も見受けられる。したがって、補修済みであっても、アルカリ骨材反応構造物として維持管理する必要がある。

(2) 鉄筋破断が想定される構造物の抽出

鉄筋破断が確認された構造物のコンクリート表面では、ひび割れ幅が 1mm 以上と比較的大きくなり、軸方向鉄筋(主鉄筋)に沿った連続したひび割れが発生するなど、共通した特徴が表れることが多い。条件によってはひび割れに段差が生じる場合など

[illegible]

表面保護工法により補修済みの構造物では、コンクリート表面のひび割れ性状などが確認できなくなるので、再劣化を見落としている場合がある。特に、遮水系(防水系)の表面保護工法を用いている場合は、塗膜の要求性能としてひび割れ追従性を求めているので、ひび割れの進展が表面に現れないことがある。そこで、変状を把握するために標点設置による構造物の寸法(表面ひずみ)のモニタリングは、鉄筋破断の可能性を検討するための有効な情報となる。

再劣化が著しい場合は、ひび割れの進展・開口により、図 8-1-2 に示すように塗膜に割れが生じることがある。



- 165 -

阪神高速道路において、鉄筋破断が確認された橋脚は、いずれもひび割れ樹脂注入や表面保護工などの補修を実施しており、再劣化による補修を複数回実施している構造物は注意する必要がある。特に橋脚のはり端部などの直射日光や雨がかりの影響を受ける箇所や、上部工の伸縮継手部からの漏水により、はり天端に滞水している箇所などは、劣化が進行しやすいので注意が必要な箇所である。

定期点検による経年的な変化は、区間ごとに見るとある区間だけ大きな変化が生じていることがある。橋脚はり部の側面水平ひずみの推移の例を図 8-1-3 に示す。この事例では、橋脚のはり先端部だけが非常に大きなひずみを示しており、主鉄筋曲げ下げ部で鉄筋破断が確認された事例である。不具合が発見された場合は、建設時の同一工区(工事)、隣接工区さらには同一年代に建設された構造物についても確認してみることが重要で、建設時の記録などから使用材料の確認や定期点検結果の推移などに留意するとよい。

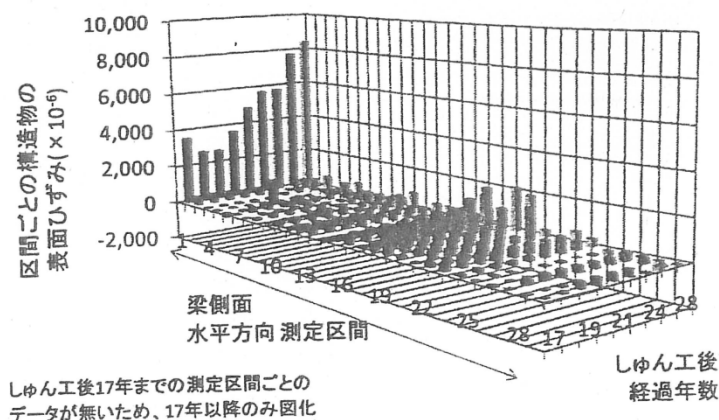


図 8-1-3 橋脚はり部の側面水平ひずみの推移の例⁴⁾

(3) 鉄筋破断の可能性調査の方法

アルカリ骨材反応による劣化の程度や劣化進行の状況は構造物によって様々である。維持管理費に制約がある中で、多数の対象を合理的かつ効率的に維持管理する場合、対象を劣化度に応じて分類し、その分類ごとに対応を講じる手法が合理的である。阪神高速道路における維持管理マニュアル³⁾では、外観劣化度により分類することを推奨している。外観劣化度の定義の例を図 8-1-4 に示す。

<p>外観劣化度Ⅰ</p> <p>最大幅1mm未満のひび割れ</p>	<p>最大幅1mm未満のひび割れが発生している。</p>
<p>外観劣化度Ⅱ</p> <p>最大幅1mm以上のひび割れが一部に発生</p>	<p>最大幅1mm以上のひび割れが部分的に発生している。</p>
<p>外観劣化度Ⅲ</p> <p>複数のひび割れが梁両端まで連続している</p> <p>最大幅1mm以上の明瞭なひび割れ</p>	<p>最大幅1mm以上の明瞭なひび割れが梁天端、梁側面に発生し、複数のひび割れが梁両端部まで連続している。</p>
<p>外観劣化度Ⅳ</p> <p>梁天端に複数の最大幅3mm以上のひび割れ</p> <p>顕著なひび割れ</p>	<p>最大幅3mm以上のひび割れが梁天端に複数発生し、凸形柱の天端や梁端部に顕著なひび割れが発生している(解説 写真5.3.1～同5.3.2参照)。</p>

図 8-1-4 外観劣化度の定義の例³⁾

外観劣化度Ⅳと判定された構造物は、鉄筋破断が生じている可能性が考えられるため、非破壊調査または、はつり調査を実施して鉄筋破断の有無を調査することが望ましい。これまでの鉄筋破断の事例では、鉄筋の曲げ加工部での破断がほとんどであり、鉄筋破断のメカニズムからも基本的に曲げ加工部に着目すればよいと考える。橋脚の事例で言えば、スターラップの折り曲げ部や主鉄筋定着端の折り曲げ部などで鉄筋破断が多く確認されている。なお、他の道路橋においては、前述以外の箇所でも鉄筋破断が生じていた事例もあるので注意が必要である。地中に埋設されている基礎フーチングにおいても破断事例が確認されているが、橋脚はり部と同様に曲げ加工部で破断しているものであった。なお、阪神高速道路では、フーチングに高炉セメントを使用しており、現時点では劣化は確認されていない。圧接部において破断が生じた例もあるので、圧接のある箇所付近にひび割れが見られる場合は状況を確認する必要がある。圧接部においてははつり調査を行う場合は、圧接部の状態（規定のふくらみ形状が確保されているか）を確認し、不具合があれば他の箇所も破断の可能性が考えられる。

調査は構造物への影響を考えると非破壊検査により、スクリーニングを行い、詳細調査が必要な箇所の抽出を行うとよい。かぶりが厚い場合や他の鉄筋の干渉がある場合は非破壊検査の適用が難しいことがあるので、このような場合は、鉄筋をはつり出して直接的に鉄筋損傷の有無を確認することになる。なお、はつり調査の範囲や作業方法については、事前によく検討して、鋼材を損傷や対象範囲外に影響が生じないように注意する必要がある。鉄筋損傷が確認された箇所の例を図 8-1-5 に示す。

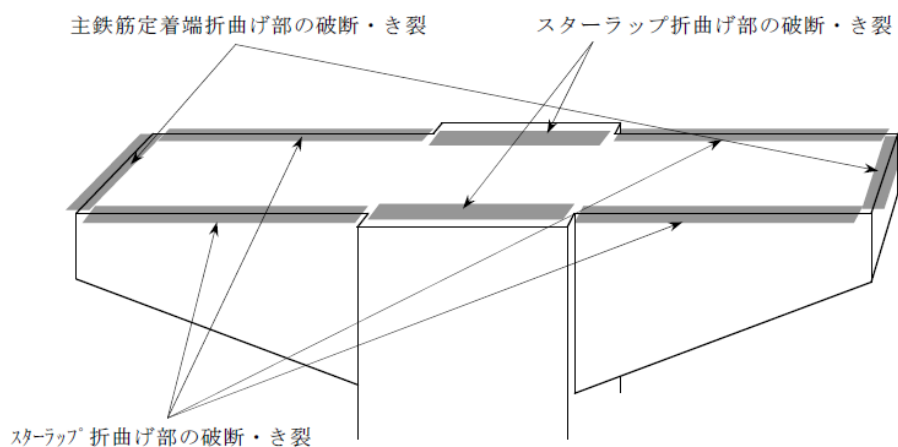
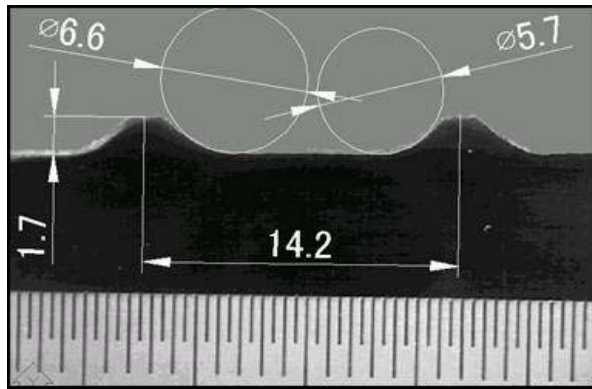


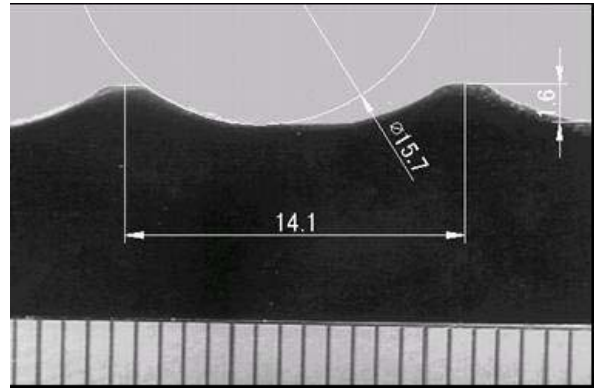
図 8-1-5 鉄筋損傷が確認された箇所の例³⁾

(4) 破断した鉄筋の特徴と調査方法

鉄筋破断が確認された構造物の建設年代を調査すると、昭和 40 年代から昭和 50 年代前半にかけて竣工したものが多数確認されている。当時の鉄筋の化学成分や機械的性質を確認すると、現行の JIS G 3112 の規格を満足するものであったが、節形状に着目すると節の付根部の曲率半径が現行鉄筋と比べて小さいことが特徴としてあげられる。鉄筋の節形状の例を図 8-1-6 に示す。現行鉄筋では、節の付根部の形状が改善されているので、曲げ加工による初期き裂は生じないものと考えられるが、一部の製品では節の付根部の曲率半径が比較的小さいものも確認しているため、材料選定では注意が必要である。



(a) 破断鉄筋の節形状の例



(b) 現行鉄筋の節形状の例

図 8-1-6 鉄筋の節形状の例

曲げ半径を調査すると、規定の曲げ内半径である $2d$ (d ＝鉄筋の公称直径) よりも小さいものも確認されている。これらの条件が重なると曲げ加工時に節の付根部にき裂が生じやすいことがわかっている。したがって、外観変状や非破壊調査により鉄筋破断が疑われる場合は、部分的なはつり調査により鉄筋の節形状と曲げ半径を調査する必要がある。はつり調査の事例を図 8-1-7 に示す。節形状の確認は目視によることが基本となるが、現行鉄筋の節形状の特徴を理解しているとその違いは把握しやすい。



図 8-1-7 はつり調査の事例

曲げ加工半径の確認方法としては、はつり調査により直接鉄筋を確認することになるが、構造物への影響を考えると現場のはつり部はできるだけ小さい方がよい。したがって、R ゲージなどにより概略の調査をして、詳細は歯形をとる要領で硬化型粘土などにより鉄筋曲げ加工部の型どりをし、半割スライス状態により投影して平面展開する方法なども考えられる。

鉄筋は破断している場合とき裂に留まっている場合がある。き裂の確認方法としては、歯科検診用の鏡またはそれに類するものにより、鉄筋の曲げ内側を映すことが基本となる。曲げ内側のき裂の調査事例を図 8-1-8 に示す。き裂は節の付根部に発生している場合が多いので、入念に調査するとよい。そのほか、サンプリングにより磁粉探傷試験により確認する方法もある。試験室内に持ち込む場合は、鉄筋を半分にスライスしてマクロおよびミクロ観察により節の付根を重点的に確認するとよい。

はつり調査において、鉄筋破断が生じた時期を大まかに推定することができる状態

を発見できる場合がある。破断した鉄筋の隙間にひび割れ注入補修用の樹脂が介在していた事例を図 8-1-9 に示す。このような状況から、ひび割れ注入補修の施工時期が特定できると、補修前に既に鉄筋が破断していたことを根拠づけることができる有力な情報となるので、鉄筋の周辺の状況なども入念に調査するとよい。



図 8-1-8 曲げ内側のき裂の調査事例



図 8-1-9 破断部に樹脂が介在していた例

(5) データベースの構築

鉄筋破断事例のデータベース化は、今後同様の損傷事例を取り扱う場合に貴重な情報となる。外観劣化の概要や破断鉄筋の製造年代、化学成分、節形状、曲げ加工半径、構造部位毎の損傷率(破断本数やき裂本数の割合)などの情報蓄積により、鉄筋破断の可能性がある構造物を抽出する際の参考になる。鉄筋損傷調査表の例を図 8-1-10 に示す。アルカリ骨材反応による劣化構造物を多数取り扱った管理者は、維持管理に関する情報を蓄積している。これらの情報が有効に活用されるようなシステムを構築することにより、合理的な維持管理や新設構造物の計画・設計に反映することができると考えられる。また、重大な損傷が発見された場合等において、緊急点検を行う対象構造物を速やかに抽出する手段としても有効である。

調査年度 区分	路線名	橋脚番号	構造形式	施工年次	工事名	損傷部位		調査範囲	損傷本数			損傷率(%)		鉄筋形状		曲げ内半径 Rゲージ	化学成分(%)			調査 年月	カルテ 作成員	備考
						部位	鉄筋種別		設計本数	破断本数	き裂本数	破断	き裂	鉄筋径	節形状		P	S	N			
Ⅳ	○△線	P〇〇	RC T型梁	昭和55年	△工事	梁端部上側1段目	主鉄筋	梁山側端部	20	10	5	50	25	D32	波節	1.8d	0.21	0.32	0.0100	H22.11	P25	別紙〇に詳細コメント
Ⅲ	○△線	P〇〇	PC T型梁	昭和54年	△工事	梁上縁中間部	スターラップ	梁起点側中央部 1.0m	10*	10	0	100	0	D16	竹節	1.5d	0.25	0.35	0.0109	H22.11	P26	

*調査範囲の本数

図 8-1-10 鉄筋損傷調査表の例

8. 3 建設時における留意点

アルカリ骨材反応による鉄筋破断が確認された以降、そのメカニズムや補修・補強などの維持管理上の課題については、各方面で研究が進められており、一定の成果が得られている。これらの知見においては、今後の建設工事において配慮や検討が望まれる事項もある。以下に主なところを記述する。

アルカリ骨材反応の抑制対策については、基準・通達類の整備により一定の効果が得られていると考えられるが、鉄筋破断などの鋼材損傷を防止するためには、鉄筋破断のメカニズムを勘案すると、鉄筋の品質管理が重要と考える。鉄筋については、JIS規格により品質管理が徹底されているので、化学成分や機械的性質の問題はないと考えるが、現場における取り扱いによっては、破断やき裂の発生も予想されるところで

ある。まずは、曲げ加工により初期き裂の生じない節形状であることが大前提であり、JIS 規格では具体的な規定の記載は見送られているが、製造過程、品質管理上の問題点を考慮の上、一定の目安を明記してはどうかと考える。ひずみ時効の観点からは、化学成分の N の量を必要に応じて規定することも考えられる。

き裂の発生などの初期欠陥は、曲げ加工半径による影響が大きいことがわかっている。事業者・管理者が示す共通仕様書等の品質管理標準では、曲げ加工半径の確認については、明確に記載されていないのが実状のようである。加工機器を適切に使用していない場合や整備不良の場合は、欠陥が生じる可能性があることが指摘されている⁵⁾。曲げ加工半径の確認強化とともに加工機器の点検、使用方法の確認なども定期的に行う必要があり、検査項目の一つとして検討すべきであると考えられる。

8. 4 おわりに

本章では、阪神高速道路を例にとり、鉄筋破断が想定される構造物の維持管理のシナリオデザインを提案した。

鉄筋破断が想定される構造物の抽出では、外観劣化や経年変化の特徴を把握することが基本であること、建設時の同一工区(工事)や隣接工区などについても確認することが重要であることを述べた。維持管理の対象構造物の考え方では、対象を劣化度に応じて分類し、その分類ごとに対応を講じる手法が効果的であることを述べた。鉄筋損傷の可能性調査の方法では、調査において着目すべき部位と調査の方法について述べた。破断した鉄筋の特徴と調査方法では、節の付根部の曲率半径が現行鉄筋と比べて小さいことが特徴であること、曲げ加工半径の確認方法について述べた。データベースの構築では、外観劣化の概要や破断鉄筋の製造年代、化学成分、節形状、曲げ加工半径、構造部位毎の損傷率などの情報蓄積により、合理的な維持管理につながることを述べた。建設工事へのフィードバックでは、曲げ加工により初期き裂の生じない節形状とすることを具体的に規定することや、品質管理として曲げ加工半径の確認を徹底することについて述べた。

ここで得られた知見が、同様の問題をかかえる社会資本の管理者に対して、限られた維持管理予算の中で無駄を省き効率的な点検により、早期発見、適切な診断と対策により構造物の長寿命化につなげていくことの一助になればと考えている。

本章の参考文献

- 1) 国土交通省：直轄国道、高速道路等におけるアルカリ骨材反応が生じた橋梁の調査結果について、報道発表資料，2004.9.7
- 2) 土木学会：アルカリ骨材反応対策小委員会報告書－鉄筋破断と新たな対応－，pp. I-38- I-47，2005.9
- 3) 阪神高速道路株式会社，(財)阪神高速道路管理技術センター：ASR 構造物の維持管理マニュアル，(株)電気書院，2007.2
- 4) 松本茂，佐々木一則，新名勉，奥尾政憲，宮川豊章：アルカリ骨材反応を生じた道路橋脚の劣化進行，コンクリート構造物の補修，補強，アップグレードウム論文報告集，第 9 巻，p.195～p.202，2009
- 5) 普通鋼電炉工業会電炉鉄筋棒鋼品質調査委員会：電炉鉄筋棒鋼品質調査報告書，2008

第 9 章 結 論

9. 1 はじめに

本論文では、アルカリ骨材反応による鉄筋破断の実態を明らかにし、材料・外力（応力）・環境の三つの観点から想定される要因を抽出し、各々の要因について解析的・実験的検討により得られた結果から考えられる破断メカニズムを推定した。また、鉄筋破断が想定される構造物の維持管理のシナリオデザインと建設時の留意点を提案した。以下に本研究により得られた結果をとりまとめて本論文の結論とする。

9. 2 本研究により得られた結論

「第 3 章 アルカリ骨材反応による鉄筋破断の実態」では、阪神高速道路の橋脚の追跡点検や詳細調査の結果からコンクリートの劣化や破断した鉄筋の特徴を示した。

鉄筋破断が生じた橋脚は、アルカリ骨材反応によるひび割れの発生や進展に伴う対策として、表面保護工などによる補修を複数回実施していたが、補修の効果が十分に得られず膨張を十分に抑制できていなかったことが考えられる。

コンクリートの膨張によるひび割れの発生により、超音波伝播速度や採取したコアの圧縮強度および静弾性係数は、経年による低下傾向が確認でき、圧縮強度と比較して静弾性係数の低下度合いが大きかった。

鉄筋の腐食状況は、いずれも曲げ加工部付近で軽微な腐食が見られ、曲げ内側の腐食様相が濃く認められる傾向があった。コンクリート中の塩化物イオン量は、概ね鋼材腐食発生限界濃度の 1.2 kg/m^3 以下の値であった。

破断した鉄筋の特徴は、化学成分では JIS G 3112 鉄筋コンクリート用棒鋼において規格化されていない Cu, Ni, Cr, N の量が高炉鉄筋と比較すると多く、電炉鉄筋と推定される。節形状は、節の付根の曲率半径が現行市販品と比較すると小さい値であった。曲げ内半径は、規定値である $2d$ より小さい値のものが多く確認されており、最小は $1.2d$ 程度であった。曲げ加工部は、加工硬化による硬度上昇が確認でき、ビッカース硬さにおいて、曲げ内側と曲げ外側は中心部と比較して 50HV10、直線部と比較して 90HV10 程度の上昇が確認できた。破断やき裂は節の付根付近から発生しており、き裂はすべて曲げ内側で発生していた。破面観察の結果、破断面は平坦で塑性変形はほとんど見られず、ぜい性破壊の様相である擬へき開割れとへき開割れが支配的であった。へき開破面中にディンプル破面の領域が観察されたものは 6 例中 1 例だけであった。破断面の付着物は EPMA 定性分析の結果、起点部よりコンクリートの成分である Ca, Si などが検出されたことにより、コンクリート打設時に既にき裂が入っていたことも考えられる。

「第 4 章 鉄筋の材料特性に与える曲げ加工の影響」では、曲げ加工が鉄筋の材料特性に与える影響を確認するために、節形状と曲げ加工半径の違いに着目し、曲げ加工用ベンダーを用いた曲げ加工実験により節の変形とき裂の発生状況、加工硬化の影響をビッカース硬さ試験により明らかにした。さらに破断鉄筋と現行鉄筋を用いて破壊じん性試験を行い、破壊じん性値から加工硬化およびひずみ時効の影響を受けた鉄筋の破壊特性を明らかにした。

曲げ加工実験では、曲げ内側の節がつぶれるように変形し、曲げ半径が小さいほど変形の度合いが大きくなることを確認した。節の付根の形状が改善されている現行鉄筋においても、曲げ半径が小さい場合や節付根の曲率半径が小さい場合にき裂が生じることがある。ビッカース硬さ試験により加工硬化の影響を確認すると、節の付根部のき裂近傍の硬さは 300 HV10 を超える値を示し、加工硬化の影響が大きいことを確認した。

破壊じん性試験では、破断鉄筋と現行鉄筋を用いて曲げ加工部の加工硬化を予ひずみの導入により模擬した試験片により破壊じん性値を比較した。加工なしの状態では現行鉄筋は良好な破壊じん性値を示したが、圧縮予ひずみ量 10% および 20% では、破断鉄筋および現行鉄筋で共に減少し、その差はわずかであった。圧縮予ひずみは引張予ひずみと比較して予ひずみ導入による破壊じん性値の減少が大きい傾向を示した。破壊じん性値を用いて破壊力学により、き裂深さと曲げ(引張)応力の関係を求めると、破断鉄筋は現行鉄筋よりも小さい応力で破断する可能性が考えられる。

「第 5 章 鉄筋の曲げ加工による残留応力とアルカリ骨材反応による膨張力の影響」では、鉄筋の曲げ加工に伴うひずみと応力の変化について、有限要素法により解析し、曲げ加工前後のひずみ分布や応力分布の変化を示し、残留応力による影響を検討した。アルカリ骨材反応によるコンクリートの膨張が鉄筋に与える影響を確認するために、反応性骨材を使用した PC はり供試体の長期暴露実験を行い、鉄筋のひずみの経時変化を調査して鉄筋応力を推定した。

破断鉄筋は節の付根の曲率半径が小さいことから、現行鉄筋と比較して節の付根付近のひずみの集中が顕著であった。相当塑性ひずみは、曲げ半径に依存し、曲げ角度の影響はほとんど認められなかった。曲げ加工終了後から除荷後の応力の変化は、曲げ加工の外側では、概ね引張応力から圧縮応力に、曲げ内側表層部では、圧縮応力から引張応力に変化した。残留応力は、節の付根部において 300N/mm^2 程度の引張りの残留応力となり、曲げ半径が小さい場合に大きくなり、曲げ内半径が $1d$ では内側表層部に破断強さ相当の引張残留応力の発生が考えられる。

反応性骨材を使用した PC はり供試体の暴露実験では、せん断補強鉄筋のひずみからコンクリートの膨張により鉄筋に与える応力を推定すると、降伏応力相当の 350N/mm^2 程度となった。コンクリートの膨張が進展すると引張強さ相当の応力に至ることも考えられる。

「第 6 章 コンクリートの劣化に伴う鉄筋の水素ぜい化割れの可能性検討」では、鉄筋の曲げ加工度の違いによる拡散性水素吸蔵量と、アルカリ骨材反応による劣化コンクリート中の鉄筋の拡散性水素吸蔵量を調査して、鋼の引張強さと材料中の拡散性水素吸蔵量との関係から水素ぜい化割れの可能性について検討した。酸洗いにより水素を吸蔵させた鉄筋の曲げ加工部を用いて低ひずみ速度引張試験を行い、破断面の特徴を実際の破断鉄筋の破面と比較して、水素ぜい化割れの可能性について検討した。

鉄筋の拡散性水素吸蔵量は、曲げ加工度に影響し曲げ角度が大きいほうが多くなり、曲げ内側と曲げ外側の比較では、曲げ外側が多くなる傾向が確認できた。

竣工後 35 年経過した劣化橋脚中の鉄筋の拡散性水素吸蔵量を測定した結果、腐食が比較的進行していた試料において約 0.4ppm の値を確認し、水素吸蔵量は腐食の程度により差が生じることを確認した。鉄筋の水素吸蔵量と曲げ加工部の硬度測定結果が

ら換算した引張強さにより、遅れ破壊の危険性に対する鋼の強度と環境の厳しさの関係で評価すると、危険域と安全域の境界線上に位置した。

低ひずみ速度引張試験では、酸洗い処理により 0.25ppm の水素吸蔵量によりき裂の進展や擬へき開破面が生じることを確認した。

アルカリ骨材反応による膨張のように非常に遅いひずみ速度の場合、極めてわずかな水素量でもぜい化が起こる可能性が指摘されていることを考えると、鉄筋破断の因子として水素ぜい化割れの可能性が考えられる。

「第 7 章 アルカリ骨材反応による鉄筋破断メカニズムの推定」では、材料、応力および外力、環境の三つの観点による検討結果から、アルカリ骨材反応による劣化が著しいコンクリート構造物中の鉄筋破断現象を説明するシナリオのひとつとして破断のメカニズムを推定した。

- ① 鉄筋の曲げ加工により節の付根付近にひずみが集中し、き裂が発生する場合がある。加工硬化に伴い破壊じん性値が低下し、き裂進展に対する抵抗が低下する。
- ② 曲げ加工終了後に生じるスプリングバックにより、曲げ内側の節の付根付近では 300 N/mm^2 程度の引張りの残留応力が生じる。
- ③ アルカリ骨材反応によるコンクリートのひび割れが進展し、水分などの進入により腐食環境が導入され、鉄筋の腐食が促進される。コンクリートの膨張のように、非常に遅いひずみ速度の場合、腐食反応に伴うわずかな水素発生量でもぜい化が生じる可能性がある。
- ④ アルカリ骨材反応によるコンクリートの膨張により、曲げ加工部では曲げ戻しの力が作用し、曲げ内側の引張残留応力と併せて降伏応力以上の引張応力が発生する場合があり、き裂の進展とともに条件によっては破断に至ると考えられる。

「第 8 章 鉄筋破断が想定される構造物の維持管理のシナリオデザイン」では、鉄筋破断メカニズムの推定により、鉄筋破断が想定される構造物の維持管理について、対象構造物の抽出、点検・調査方法とその着目点を示し、維持管理のシナリオと建設時における留意点を提案した。

鉄筋破断が想定される構造物の抽出は、外観劣化や経年変化の特徴を把握することが基本であること、建設時の同一工区(工事)や隣接工区などについても確認することが重要である。鉄筋損傷の可能性調査の方法は、非破壊調査またははつり調査により行い、鉄筋破断のメカニズムから基本的に曲げ加工部に着目すればよいと考える。

破断した鉄筋の特徴は、節の付根部の曲率半径が現行市販鉄筋と比べて小さいことである。曲げ加工半径の確認方法は、硬化型粘土などにより鉄筋曲げ加工部の型どりをする方法が実用的である。き裂は曲げ内側に存在するため、歯科検診用の鏡またはそれに類するものにより、鉄筋の曲げ内側を映す方法が実用的である。鉄筋破断情報のデータベース化により、鉄筋破断の可能性がある構造物を抽出する際の参考になる。また、重大な損傷が発見された場合等において、緊急点検を行う対象構造物を速やかに抽出する手段としても有効である。建設工事への留意点としては、鉄筋の品質規格において、曲げ加工により初期き裂の生じない節形状にすることを具体的に規定することや、施工管理において曲げ加工半径の確認を徹底することを仕様書等に明記することを提案した。

9. 3 今後の課題

アルカリ骨材反応による鉄筋破断が想定される構造物を合理的に維持管理するために、今後さらに検討が必要と考えられる課題を以下に示す。

(1) 鉄筋破断の検出技術の向上

鉄筋破断の検出に際しては、構造物への影響や作業上の制約などを考慮すると、非破壊検査によるスクリーニングにより、詳細調査が必要な構造物の抽出が重要と考える。現在、非破壊試験方法としては、電磁誘導法、磁気法、電磁パルス法、超音波透過法などが開発されているが、実構造物への適用に際しては、過密配筋やかぶりの厚い構造物において、検出精度が低下するなどの課題があり、本格的な適用にはさらなる検討が必要である。今後は検出精度の向上とともに、作業の効率化やコスト縮減に係る技術開発が必要と考える。技術開発に際しては、実構造物での試行確認が必要となることから、構造物の管理者が積極的に試験施工の機会を提供することや共同開発研究などの推進により、産官学の連携をより一層強化していくことなどが望まれる。

(2) 鉄筋破断データベースの構築

鉄筋破断に関する情報は、今後同様の損傷事例を取り扱う場合に貴重な情報となる。特に外観劣化の概要や破断鉄筋の製造年代、化学成分、節形状、曲げ加工半径、構造部位毎の損傷率(破断本数やき裂本数の割合)などのデータベース化により、鉄筋破断の可能性がある構造物の抽出が可能になると考える。このような維持管理に関する貴重な情報は、同様の課題を有する管理者間で有効に活用されることにより、合理的な維持管理に資することができると思われる。

(3) 鉄筋破断に伴う耐荷性能の評価技術の確立

アルカリ骨材反応による耐荷性能の低下については、適切な配筋によりコンクリートが拘束されている場合には、ケミカルプレストレスの効果によりほとんど生じないことが確認されている。しかし、鉄筋破断が生じた場合は、耐荷性能の低下が考えられるため適切に性能評価する必要があるが、現時点では劣化の評価において十分に解明されていない課題がある。例えば、劣化したコンクリートにおける鉄筋の付着劣化と定着部劣化の評価や、鉄筋破断に伴う鉄筋の拘束力の低下によるケミカルプレストレス効果の評価など、さらなる研究が必要である。

(4) 点検・診断技術者の養成

社会資本の維持管理の分野では、技術者の経験・技量に頼らざるを得ない部分が多いのが実状である。特に社会資本の高齢化の時代を迎え、これまでに経験していないような重大な損傷が発生する可能性も十分に想定できる。このような事態を未然に防ぐためには、日常あるいは定期的な点検により構造物の状態を適切に把握して診断することが重要である。そのためには、高度な専門性を要する損傷の点検、診断、補修補強に係る技術情報の提供や技術支援、技術者の教育を目的とした拠点を地域毎に整備する必要があると考える。例えば、阪神高速グループの取り組みとして、阪神高速道路のメンテナンス技術、特に構造物の長寿命化技術を地方公共団体などの橋梁技術者と共有していくために、2006年度にグループ社員と地方公共団体の橋梁担当者をメンバーとする「メンテナンス実務者コミュニティ」(略称 MEC)を立ち上げている。このような機会は、技術者間の情報交換の場としても活用されており、さらなる発展が期待されている。

謝 辞

本論文は、筆者が阪神高速道路公団および阪神高速道路株式会社(2005年に民営化)において、コンクリート構造物の劣化機構のひとつである、アルカリ骨材反応による鉄筋破断について研究した内容を基に、京都大学大学院工学研究科社会基盤工学専攻博士後期課程において、原因究明と維持管理の方法について研究を進めてきた一連の成果をまとめたものです。この間、研究を進めるにあたり多くの方々から貴重なご指導、ご助言を賜りました。

京都大学大学院教授 宮川豊章博士には、本論文をまとめる機会を与えていただくとともに、本研究の遂行ならびに本論文をまとめるにあたり、終始温かく懇切丁寧なご指導とご助言を賜りました。また、阪神高速道路株式会社技術審議会および関連委員会における審議では大変お世話になりました。コンクリート構造物の維持管理に関して、筆者の認識を深めることができましたのも、宮川豊章先生との出会いがあつてのことと確信をしております。ここに深甚な万謝をささげる次第であります。

京都大学大学院教授 朝倉俊弘博士、同教授 河野広隆博士には、本論文のとりまとめにあたり、貴重なご指導とご助言を賜りました。ここに深甚な感謝の意を表します。

大阪大学大学院教授(機械工学専攻) 箕島弘二博士には、材料の破壊機構に関する貴重なご指導とご助言を賜りました。ここに深甚な感謝の意を表します。

九州工業大学教授 幸左賢二博士、大阪工業大学教授 井上晋博士、神戸大学大学院教授 森川英典博士には、ASR 橋脚の維持管理に関する検討委員会において、実験や解析方法に関する貴重なご指導とご助言を賜りました。甚大なる感謝の意を表します。

京都大学大学院准教授 服部篤史博士、同准教授 山本貴士博士、同助教 高谷哲博士には、本研究の遂行にあたり常に温かいお言葉でご助言をいただきました。ここに深く感謝の意を表します。

本論文をまとめるにあたり、供試体実験、試料の分析、解析など多くの方々のご協力を賜りました。株式会社国際建設技術研究所 葛目宏代表取締役社長、金海鉦東京支店長にはプレストレストコンクリート製のはり供試体の長期暴露実験にあたり、劣化構造物の情報収集から実験材料の選定など、貴重なご意見とご協力をいただきました。ここに厚く感謝の意を表します。神鋼鋼線工業株式会社 南敏和常務取締役、五十嵐弘行主任研究員、荒木茂研究員には、破断鉄筋の分析や各種試験の実施にあたり、難しい条件を快くお引き受けいただくとともに、貴重なご意見とご協力をいただきました。ここに厚く感謝の意を表します。

筆者が社会人学生として京都大学大学院への留学の機会を与えていただきました、阪神高速道路株式会社の関係各位ならびに諸先輩方に厚く感謝の意を表します。阪神高速技術株式会社 中林正司代表取締役社長(当時、保全施設部長)、財団法人阪神高速道路管理技術センター 石崎浩理事長(当時、技術管理室長)、阪神高速道路株式会社 南荘淳執行役員には、本研究のきっかけをいただくとともに、常に励ましのお言葉をいただきました。ここに厚く感謝の意を表します。

株式会社フジエンジニアリング 堀松正芳取締役、阪神高速技研株式会社 田坂広技術部長には、入社以来、公私にわたりご指導をいただくとともに、常に励ましのお言

葉をいただきました。ここに厚く感謝の意を表します。

保全技術課および技術開発グループに所属時の上司である西岡敬治保全交通部長、阪神高速技術株式会社 岩永巧調査役、阪神高速技研株式会社 袴田文雄参与、川村勝国際室長には、研究業務の遂行にあたり貴重なご助言を賜りました。ここに厚くお礼を申し上げます。さらに、本研究に関する業務を共に実施してきました久利良夫博士、新名勉氏、藤林美早(旧姓熊澤)さん、十名正和氏、佐藤彰紀氏には、大変お世話になりました。厚くお礼を申し上げます。

京都大学大学院構造工学講座構造材料学研究室においては、三木由有秘書に諸手続きなど大変お世話になりました。厚くお礼を申し上げます。住友大阪セメント株式会社 若杉三紀夫氏、元株式会社奥村組 中村敏晴博士、西日本旅客鉄道株式会社 近藤拓也氏、清水建設株式会社 田中博一氏、西日本高速道路株式会社 本荘清司氏、金珉旭氏には、互いの研究内容について意見交換を行うとともに、本研究に係る貴重なご意見をいただきました。厚くお礼を申し上げます。筆者とほぼ同時期に博士後期課程に在籍をしていた、阪神高速道路株式会社 松本茂計画部調査課長、極東興和株式会社 江良和徳博士、西日本旅客鉄道株式会社 渡辺佳彦博士、そして筆者の4名の名字の頭文字をとって「MEWS」という研究会を結成し、切磋琢磨し、励まし合いながら互いの研究を進めてきたことは、深く思い出として残るところであります。厚くお礼を申し上げます。

本論文は、数多くの方々からご指導、ご協力をいただくことによりまとめることができました。ここに全ての方々のお名前を挙げることはできませんが、心より感謝申し上げます。ありがとうございました。

最後に、これまで常に筆者を励ましてくれた両親と、筆者をよく理解して応援してくれた妻あけみ、長男健太、長女陽菜の笑顔は研究遂行の大きな支えになりました。あらためて感謝の意を表します。

2011 年 9 月

佐々木 一則